

**UNIVERSIDAD CENTRAL DE LAS VILLAS
FACULTAD DE CONSTRUCCIONES
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**Confección de la Propuesta de Norma de Diseño
Geotécnico de Cimentaciones sobre Pilotes.**

Autor: Ahmed Fuentes Alemán.

Tutor: Dr. Ing. Luis Orlando Ibañez Mora.

- 2008 -

Dedicatoria

Este trabajo se lo quiero dedicar a mi familia, en especial a mis padres Bárbara, Ada, Rafael y Juan, a mis tíos y primos, a mi bisabuela Delia y a mi novia, por todo el amor y confianza que me han brindado a lo largo de mis años de estudio. A Raúl San Blas (Ruly) que aunque ya no está con nosotros siempre me apoyó y confió en mí.

Agradecimientos

El autor desea agradecer el apoyo brindado por el Dr. Luis Orlando Ibáñez en la confección de este trabajo, a mis familiares por el apoyo y estímulo que me han brindado, a los compañeros de curso y a todos los que de una forma u otra me han brindado su ayuda.

	Pág.
INTRODUCCIÓN.	
0.1 Planteamiento y definición del problema.	I
0.2 Hipótesis de trabajo.	I
0.3 Objetivos.	II
0.4 Tareas de investigación.	II
0.5 Metodología de la investigación.	II
0.6 Novedad científica.	III
0.7 Campo de aplicación.	IV
0.8 Estructura de la tesis.	IV
CAPÍTULO 1: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.	
Introducción.	1
1. Métodos para determinar la capacidad de carga en pilotes.	2
1.1 Métodos dinámicos	2
1.2 Prueba de carga	4
1.3 Métodos basados en la teoría de plasticidad	5
1.4 Pilotes apoyados en roca	8
1.5 Pilotes apoyados en suelo	9
1.5.1.1 Análisis de la profundidad crítica (Z_c) y esfuerzo efectivo en la zona adyacente al pilote (q).	10
1.5.1.2 Determinación del aporte en punta.	11
1.5.1.3 Grupo de pilotes y falla en grupo.	19
1.5.1.4 Eficiencia de grupo	19
1.5.1.5 Fricción negativa.	22
2. Métodos para determinar los asentamientos en la base de las cimentaciones sobre pilotes.	23
3. Determinación de la carga actuante a nivel de pilote aislado.	27
4. Conclusiones parciales del Capítulo I.	28

CAPÍTULO 2: Estudio de las formulaciones para el diseño geotécnico de las cimentaciones sobre pilotes

2.	Resumen.	30
2.1	Introducción a la modelación.	30
2.1.1	Desarrollo.	32
2.1.2	Modelación y análisis del trabajo conjunto cabezal - terreno.	32
2.1.3	Conclusiones parciales	37
2.2	Análisis comparativo entre las diferentes formulaciones para la determinación de la capacidad de carga en las cimentaciones sobre pilotes.	38
2.2.1	Análisis comparativo de las formulaciones para la determinación de la capacidad de carga en las cimentaciones sobre pilotes en suelos friccionales.	39
2.2.1. a.	Análisis comparativo para el aporte en punta.	40
2.2.1. b.	Análisis comparativo del aporte a fricción.	42
2.2.1. c.	Análisis comparativo de la capacidad de carga	44
2.2.2	Análisis comparativo de las formulaciones para determinar la capacidad de carga de las cimentaciones sobre pilotes en los suelos cohesivos.	48
2.2.2. a.	Análisis del aporte en punta.	48
2.2.2. b.	Análisis del aporte a fricción.	48
2.2.2. c.	Análisis comparativo de la capacidad de carga.	51
3.	Solución para el caso de los suelos cohesivos- friccionales (C- ϕ).	54
4.	Análisis de la fricción negativa.	55
5.	Análisis de la eficiencia de grupo.	56
6.	Análisis del fallo en grupo.	56
7.	Cálculo de los asentamientos en la base de los pilotes.	56
8.	Metodología de diseño de cimentaciones sobre pilotes.	56

pilotes.		
Conclusiones parciales del Capítulo 2.	58
 CAPÍTULO 3: CONFECCIÓN DE LA PROPUESTA DE NORMA DE DISEÑO GEOTÉCNICO DE CIMENTACIONES SOBRE PILOTES.		
Contenido.	62
Introducción.	63
1. Objetivo y alcance.	64
2. Notación y simbología.	64
3. Generalidades.	65
4. Términos y definiciones.	67
5. Metodología para la determinación de los parámetros físicos y mecánicos de los suelos y rocas.	68
6. Bases para el cálculo.	69
7. Combinaciones de carga para el diseño.	69
8. Determinación de las cargas que actúan sobre los pilotes.	70
9. Dimensionamiento de pilotes trabajando a tracción según criterio de estabilidad.	80
10. Dimensionamiento del grupo de pilotes atendiendo al criterio de estabilidad sometidos a cargas horizontales.	80
11. Dimensionamiento del grupo de pilotes atendiendo al criterio de deformación.	85
12. Efecto de la fricción negativa en los pilotes.	87
13. Bibliografía.	88
CONCLUSIONES.		89
RECOMENDACIONES.	91
DEFERENCIA BIBLIOGRÁFICA.	92

INTRODUCCIÓN

El pilotaje constituye hoy en día el principal procedimiento de cimentación en terrenos difíciles. De forma general los pilotes son los encargados de transmitir la carga que procede de la estructura, al suelo que lo rodea, a través de la fricción de las caras y a los estratos más fuertes e incompresibles o roca que yacen bajo la punta de los mismos. En el país su uso está estrechamente vinculado a obras ubicadas en zonas costeras y a cimentaciones de puentes, debido a la compresibilidad de algunos suelos y en otros debido a la magnitud de las solicitaciones actuantes.

En el ámbito mundial, en los últimos 25 años se ha producido un cambio en cuanto a las ideas del comportamiento del pilote, considerándose este no como el conjunto de pilotes, sino estos más el terreno. Los cálculos, tan rápidos y eficientes hoy por el empleo de la computación permiten, comprender mejor la siempre existente interacción entre pilotes y terreno, y las deducciones teóricas han podido comprobarse por medio de la modelación y por ensayos en casos reales.

1. Planteamiento y definición del problema.

Existe un número elevado de expresiones, para determinar la capacidad de carga y las deformaciones en las cimentaciones sobre pilotes, utilizando factores y coeficientes que se han obtenido a partir de ensayos, para condiciones específicas de suelos, diferentes a las de Cuba. La Propuesta de Norma de Diseño Geotécnico de Cimentaciones sobre Pilotes existente en el país fue elaborada en el año 1989, por lo que se debe comprobar su veracidad y actualidad.

2. Hipótesis.

Mediante un análisis comparativo entre las diferentes formulaciones dadas para la determinación de la capacidad de carga, las deformaciones y la carga actuante en las cimentaciones sobre pilotes se arribarán a conclusiones que

permitan elaborar las bases para la Propuesta de Norma de Diseño Geotécnico de Cimentaciones sobre Pilotes.

3. Objetivos.

Los objetivos generales del trabajo son:

1. Realizar una búsqueda bibliográfica sobre las normativas para el diseño geotécnico de las cimentaciones sobre pilotes.
2. Confeccionar una versión de la Propuesta de Norma de Diseño Geotécnico de Cimentaciones sobre Pilotes.

4. Tareas de investigación.

Para dar cabal cumplimiento a los objetivos antes planteados se realizarán las siguientes tareas de investigación:

- ❖ Búsqueda bibliográfica sobre los métodos para determinar la capacidad de carga, la carga actuante a nivel de pilote aislado y las deformaciones en la base de las cimentaciones sobre pilotes.
- ❖ Proposición de metodologías para el cálculo de la carga última y actuante en una cimentación sobre pilotes.
- ❖ Realizar análisis comparativo entre las diferentes formulaciones para el cálculo de la capacidad de carga y los asentamientos en una cimentación sobre pilotes.
- ❖ Propuesta de metodología de diseño geotécnico de cimentaciones sobre pilotes.
- ❖ Aplicaciones

5. Metodología de la Investigación.

Para realizar la actual investigación se definen etapas, las cuales se complementan entre sí.

Etapas 1: Definición de la problemática.

- ↳ Definición del tema y problema de estudio.
- ↳ Recopilación bibliográfica.
- ↳ Formación de la base teórica general.
- ↳ Planteamiento de la hipótesis.
- ↳ Definición de los objetivos.

↳ Definición de las tareas científicas.

Etapas 2: Revisión bibliográfica.

↳ Estudio y crítica de:

- ✓ Métodos para determinar la capacidad de carga de los suelos para las cimentaciones sobre pilotes.
- ✓ Métodos para determinar los asentamientos en la base de las cimentaciones sobre pilotes.
- ✓ Determinación de la carga actuante a nivel de pilote aislado.

Redacción del Capítulo I.

Etapas 3: Estudio de las formulaciones para el cálculo de las cimentaciones sobre pilotes.

↳ Realizar un análisis comparativo entre las formulaciones para el cálculo de la capacidad de carga por métodos basados en la teoría de la plasticidad.

- ✓ Análisis del aporte en punta.
- ✓ Análisis del aporte a fricción.

↳ Recomendaciones prácticas para el cálculo de la capacidad de carga por métodos basados en la teoría de la plasticidad.

↳ Realizar un análisis comparativo entre las formulaciones para el cálculo de los asentamientos en las cimentaciones sobre pilotes.

↳ Recomendaciones prácticas para la determinación de los asentamientos en las cimentaciones sobre pilotes.

Redacción del Capítulo II.

Etapas 4: Confección de la Propuesta de Norma.

↳ Confección de la Propuesta de Norma de Diseño Geotécnico de Cimentaciones sobre Pilotes sobre la base de las normativas actuales.

↳ Aplicación

Redacción definitiva de la tesis.

6. Novedad Científica.

En este trabajo se pretende reunir todos los criterios para el diseño geotécnico de las cimentaciones sobre pilotes. Los aspectos novedosos son:

1. Se introducen nuevas expresiones para el cálculo de la capacidad de carga, avaladas por pruebas de carga.
2. Se concentra en un solo documento las tendencias actuales para el diseño geotécnico de cimentaciones sobre pilotes.

7. Campo de Aplicación.

Después de finalizado el trabajo se contará con una norma de diseño donde se incluirán soluciones más racionales y factibles que traerán consigo ahorros en el costo de las cimentaciones. Para el país, inmerso en la construcción de obras turísticas en zonas costeras, sin duda alguna tendrá una gran repercusión económica. Serán las Empresas de Proyecto las primeras en beneficiarse con los resultados de la investigación y su puesta en práctica.

La revisión bibliográfica realizada formará parte de una monografía de uso en la docencia que permite a los estudiantes y profesionales del sector una mejor comprensión del comportamiento de las cimentaciones sobre pilotes.

8. Estructura de la Tesis.

Para el trabajo se propone la siguiente estructura:

- Introducción general.
- Capítulo I: Revisión bibliográfica.
- Capítulo II: Análisis de las formulaciones para el diseño geotécnico de las cimentaciones sobre pilotes.
- Capítulo III: Confección de la Propuesta de Norma de Diseño Geotécnico de Cimentaciones sobre Pilotes.
- Conclusiones.
- Recomendaciones.
- Bibliografía.

Revisión Bibliográfica.

Resumen

En este capítulo se realizará una búsqueda bibliográfica de las expresiones para el diseño geotécnico de las cimentaciones sobre pilotes, que nos permita un posterior análisis sobre el tema y la confección de una nueva Norma de Diseño Geotécnico de Cimentaciones sobre Pilotes. Para esto presentaremos un estudio y crítica de los métodos para determinar la capacidad de carga y las deformaciones en la base de las cimentaciones sobre pilotes, así como de la forma de determinación de la carga actuante a nivel de pilote aislado. Analizaremos más a fondo los métodos para encontrar la carga última, tratando los métodos dinámicos, las pruebas de carga y los métodos basados en la teoría de la plasticidad, con un análisis del aporte en punta y a fricción. También se abordan los temas de trabajo en grupo y la fricción negativa.

Introducción

La capacidad de una cimentación sobre pilotes para soportar cargas o asentamientos, depende de forma general del cabezal, el fuste del pilote, la transmisión de la carga del pilote al suelo y los estratos subyacentes de roca o suelo que soportan la carga de forma instantánea. Al colocar un pilote en el suelo, se crea una discontinuidad en el medio según la forma de instalación del mismo. Para el caso de pilotes fundidos "in-situ", la estructura de las arcillas se desorganiza y la capacidad de las arenas se reduce. En la hinca, dentro de la zona de alteración (1 a 3 diámetros) se reduce la resistencia a cortante en arcillas, sin embargo, en la mayoría de los suelos no cohesivos se aumenta la compacidad y el ángulo de fricción interna. En el análisis de la transferencia de la carga, todos los autores, [Jiménez (1986), Juárez (1975), Sowers (1977), Lambert (1991), Zeeveart (1992)] coinciden que la carga se trasmite por la punta del pilote, a compresión, denominada "resistencia en punta" y/o por esfuerzo a cortante a lo largo de la superficie del pilote llamada "fricción lateral". Sin embargo, en todos los casos no se desarrollan ambas resistencias, y el estado deformacional para alcanzarlas difiere grandemente. Para las arcillas, el aporte a fricción predomina sobre el aporte en punta, no siendo así para el caso de las arenas. La determinación de los asentamientos, constituye, para estas cimentaciones un problema teóricamente muy complejo, por las incertidumbres que surgen al calcular la variación de tensiones por carga impuesta y por no conocer que por ciento de la carga es la que provocará deformaciones.

Finalmente, al analizar estas cimentaciones, no deben ver como un pilote aislado, sino como un conjunto, donde también intervienen el cabezal y el suelo adyacente a la cimentación, y donde el comportamiento de un pilote dependerá en gran medida de la acción de los pilotes vecinos.

Para la confección del trabajo de diploma se consultaron 9 libros de la década del 70, 11 de la década de 80, 16 de la década del 90 y 6 del 2000 a la actualidad. Además se accedieron a 42 artículos en Internet.

Métodos para determinar la capacidad de carga en pilotes.

Para determinar la capacidad de carga en pilotes se han desarrollado fórmulas y criterios que pueden agruparse en cuatro clases que se citan a continuación:

- Métodos Dinámicos.
- Ensayos de Penetración.
- Pruebas de Cargas.
- Métodos Estáticos, basados en la teoría de la plasticidad.

Métodos dinámicos.

Estos métodos generalmente se asocian a la hinca de pilotes. Producto que la hinca de pilotes produce fallas sucesivas de la capacidad de carga del pilote, entonces se podría establecer teóricamente la relación entre la capacidad de carga del pilote y la resistencia que ofrecen a la hinca con un martillo.

Este análisis dinámico de la capacidad de carga del pilote que da lugar a fórmulas de hinca y ecuaciones de onda se ha usado por mucho tiempo. En algunos casos estas fórmulas han permitido predecir con exactitud la capacidad de carga del pilote [Jiménez (1994)], pero en otros casos su uso indiscriminado ha traído como consecuencia, unas veces la seguridad excesiva y otras el fracaso.

Todos los análisis dinámicos están basados en la transferencia al pilote y al suelo de la energía cinética de la maza al caer [Sowers (1977), Juárez (1975)]. Esta realiza un trabajo útil forzando al pilote a introducirse en el suelo venciendo su resistencia dinámica.

La mayor incertidumbre en este enfoque del problema y la diferencia básica entre todas las fórmulas dinámicas estriba en cómo calcular las pérdidas de energía y la eficiencia mecánica del proceso, por lo que se han desarrollado varias fórmulas que se basan en la utilización de coeficientes para evaluar el comportamiento de los factores que intervienen en el proceso.

Como crítica a estas fórmulas, Juárez (1975) cita que la resistencia dinámica opuesta al pilote en su punta durante el hincado por impacto no es igual a la resistencia que el pilote encontrará en su punta en condiciones de carga estática. Por otra parte Sowers (1977) plantea que serían válidas estas expresiones si la resistencia a cortante fuera independiente de la velocidad de aplicación de la carga. Por lo que en suelos de granos finos y saturados, donde la resistencia depende de la velocidad con que se desarrolle el esfuerzo cortante, no son válidas dichas expresiones. Además, se ignoran los efectos de cambios de resistencia del suelo en torno al pilote con el tiempo, tan importante en muchos tipos de suelos.

Dentro de las fórmulas dinámicas se citan, entre otras, la expresión de Hiley [Galabru (1974)], la Engineering News [Galabru(1974)], de Delmag, Gersevanov(1970), la Propuesta de Norma(1989) y Juárez(1975) donde se hace una buena recopilación de estas expresiones incluyendo la expresión de CASE más completa y moderna. G. Bernardez (1998) a través de pruebas de cargas dinámicas en suelos areno-arcillosos densos avala la utilización de la fórmula de Janbu y Hiley. P. Rocha (1998) expone los resultados obtenidos de pruebas de cargas dinámicas y los compara con los obtenidos en pruebas de carga estática, verificando las diferencias que existen con respecto a los resultados obtenidos para pilotes de pequeño diámetro.

Teniendo en cuenta lo expuesto por Sowers (1977), Bowles (1982), Juárez (1975), etc., hace ya casi 30 años, se pudiera concluir que las fórmulas dinámicas no representan un método racional para determinar la capacidad de carga de pilotes. Sin embargo, en los últimos 25 años, con la ayuda de la modelación matemática y la instrumentación electrónica, y la aparición de acelerómetros piezométricos capaces de registrar los detalles del proceso que ocurre bajo un golpe de maza, están permitiendo mejorar el entendimiento que existía del proceso de hinca.

Como conclusión, podemos plantear que siempre que se cuente con la adecuada instrumentación electrónica [Aoki (1997), Balech (2000)] y una correcta modelación matemática, se puede estimar la capacidad de carga de las cimentaciones sobre pilotes por métodos dinámicos.

Prueba de carga.

El método más seguro para determinar la capacidad de carga de un pilote, para la mayoría de los lugares, es la prueba de carga [Juárez (1975), Sowers (1977), Paulos y Davis (1980), Jiménez (1986), Lambert (1991), Fellenius (2001), Vega Vélez (2005)]. Dentro de ella se han desarrollado la prueba de asiento controlado (controlando el incremento de asiento o a una velocidad de asiento constante) y la prueba con carga controlada (incremento de carga constante en el tiempo o asiento mínimo para un incremento de carga). Este último es el más usado, ya que permite determinar la carga última cuando se ha movilizado la resistencia del suelo que se encuentra bajo la punta y rodeando al pilote.

En esencia, estas pruebas, no son más que experimentar a escala real, un pilote, para procesar su comportamiento bajo la acción de cargas y determinar su capacidad de carga. Precisamente, su inconveniente fundamental estriba en su elevado costo y en el tiempo requerido para realizarla.

Sowers (1977), recomienda que los resultados del ensayo son una buena indicación del funcionamiento de los pilotes, a menos que se hagan después de un período de tiempo. Jiménez (1986) muestra preocupación ya que el pilote de prueba puede representar o no la calidad de los pilotes definitivos. Otra limitación planteada por este autor radica en que la prueba de carga se realiza generalmente a un solo pilote y se conoce que el comportamiento de un grupo es diferente al de la unidad aislada.

A modo de conclusión podemos plantear que la prueba de carga es un método bastante seguro en la determinación de la carga última de los pilotes, siempre que se proporcione el mismo grado de calidad al pilote en prueba y al definitivo, pero es muy costoso y por esto se toman otras alternativas en la medición de la capacidad de carga.

En el trabajo se consultaron pruebas de cargas realizadas en la obra de ampliación de la central de ciclo combinado Central Costanera S.A., en Argentina, donde se ejecutaron aproximadamente 600 pilotes. Además se consultaron ensayos realizados en Uruguay donde desde 1995, el Laboratorio de Control de Calidad de Fundaciones ha realizado la gran mayoría de los ensayos de carga de pilotes llevados a cabo en este país, entre ensayos de investigación y ensayos de control de obras el LCCF ha realizado desde entonces más de 60 ensayos, ejemplo: Torre de las telecomunicaciones (Montevideo – 1997) y la Refinería ANCAP de La Teja (2002). En Vancouver, Canadá se realizaron una serie de pruebas facilitadas por la necesidad de ampliación de su puerto (2002), y en nuestro país [Obras turísticas en Varadero, Matanzas, así como resultados experimentales de la ENIA]. Es importante señalar que por lo costoso que resulta realizar las pruebas de carga, los ensayos consultados en nuestro país se refieren a pilotes de pequeño diámetro y longitud.

Métodos basados en la teoría de la plasticidad.

Estas fórmulas están basadas en principios teóricos y ensayos, que procuran determinar la capacidad máxima de carga que es capaz de resistir un pilote o grupo de estos en el suelo. Muchos son los autores coinciden en que la capacidad de carga se obtiene de la suma de la resistencia por la punta y por la fricción lateral en el instante de carga máxima:

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{punta}} + Q_{\text{fricción}} \quad \text{exp. 1.1}$$

Ambos valores están basados en el estado de esfuerzos alrededor del pilote y en la forma de distribución del esfuerzo cortante que se desarrolla en la falla. Es de señalar que la carga máxima o de falla no necesariamente es igual a la suma de la carga en punta más la carga por fricción lateral, ya que puede ocurrir que no se movilizan simultáneamente la resistencia en punta y la fricción lateral en las diferentes secciones del fuste del pilote

Se ha demostrado que para arcillas y arenas limosas llega a la punta un 25 a 40 % de la $Q_{\text{fricción}}$, sin embargo, en arenas llega hasta un 40%. Por otra parte varios autores como Band y Rogel (1989) han estudiado el efecto de la esbeltez dentro del estrato resistente en la transmisión de cargas, llegando a plantear que para relaciones Luz/Diámetro = 15 la carga de la punta puede ser del orden del 20 al 25% de la carga total, y en pilotes muy largos con relación Luz/Diámetro mayores que 30 puede disminuir de un 10 a un 20%. En el caso de pilotes "in-situ" en arcillas los resultados experimentales pueden compararse con los deducidos de diversas teorías: las elásticas de Paulos (1980), las de análisis elástico mediante el Método de Elementos Finitos, con elementos deslizantes en el fuste [Soriano y Oteo (1982)] y con los modelos de Rogel (1989), con el Método de Elementos Finitos, elementos de junta y modelo hiperbólico. De estos análisis, es el de Rogel (1989) el que mejor se ajusta, que lleva a cargas en la punta solo superiores al 30 - 40 % cuando la esbeltez es mayor que 20. Como muchos terrenos no son homogéneos los resultados obtenidos por Soriano y Oteo (1982), muestran que la carga en punta varía del 25 al 55% de la carga total.

Si se valora la situación actual del diseño de cimentaciones sobre pilotes, en lo que se refiere a resistencia, se siguen utilizando los mismos esquemas que antes, con pequeñas modificaciones [Jiménez (1994), Paulos (1980)]. No ocurre lo mismo respecto a las deformaciones, en donde se han desarrollado muchos trabajos de investigación en los últimos años [Das (2000)], en parte porque su conocimiento es esencial para juzgar cualquier situación del trabajo del conjunto, ya que se acepta la idea del pilotaje, como el conjunto de los pilotes, más el terreno que los rodea.

Con la utilización de métodos estáticos, basados en expresiones teóricas y ensayos a pequeña escala, que sirven como base de todas las metodologías de diseño, resulta más factible establecer comparaciones, así como evaluar diferentes factores que intervienen en la determinación de la capacidad de carga.

Respecto a la expresión 1.1, en lo que se refiere a $Q_{\text{fricción}}$ puede aceptarse la expresión clásica:

$$Q_{\text{fricción}} = \pi \cdot D \cdot \sum L_i \cdot f_{si} \quad \text{exp. 1.2}$$

Donde:

D: diámetro del pilote

L_i : longitud de cada estrato atravesado por el pilote

f_{si} : resistencia lateral en cada capa o estrato de suelo.

Para el aporte en punta puede aceptarse:

$$Q_{\text{punta}} = A_b \cdot q_p \quad \text{exp. 1.3}$$

Siendo:

A_b : área de la punta

q_p : resistencia unitaria de punta.

Son precisamente los términos f_{si} y q_p , donde se centran las diferencias entre las expresiones de las distintas normativas que posteriormente se analizarán.

Hay que señalar que cada una de dichas expresiones matemáticas, utilizan factores y coeficientes que se han obtenido a partir de ensayos, para condiciones específicas de suelos, diferentes a las de nuestro país, por lo que al hacer uso de ellas, se debe dominar su origen y comparar su posible similitud.

Antes de exponer las expresiones se hace necesario señalar, a modo de conclusión, que varios autores coinciden en que la capacidad total de un pilote o grupo está dado por tres sumandos: el aporte en punta, la fricción lateral positiva y la lateral negativa, esta última para pilotes apoyados en punta o en estratos resistentes y que atraviesen estratos compresibles, que por cualquier efecto se consolidan.

Pilotes apoyados en roca.

La resistencia en punta para estos casos será de forma genérica:

$$Q_p = f(A_p, R)$$

A_p es el área de la punta del pilote, R es la resistencia a compresión de los núcleos de roca o de suelo bajo la punta y está en función del valor medio de la resistencia límite a compresión axial de la roca, en las condiciones de humedad natural (W_{nat}), del coeficiente que toma en cuenta la profundidad a la que penetra el pilote en la roca (dr) y del porcentaje de recuperación de pedazos de núcleos de roca mayores de 10cm de longitud con respecto a la longitud del sondeo (K_{sq}).

Matemáticamente se expresa:

$$Q_p = A_p \cdot R \quad \text{exp. 1.4}$$

En estos pilotes, como se expresa, el aporte en punta (único en estos casos) dependerá del área en la punta del pilote y de la resistencia que presenta el suelo o la roca bajo la punta ($E_o > 100\,000$ Kpa). En ellas se evalúan todos los factores que influyen en el diseño y la diferencia que existe entre la mayoría de los autores radica en la forma de obtención del factor de profundidad (dr). En esencia, con la utilización de estos métodos se garantiza que el estado tensional en la roca o en el suelo, sea menor que el permisible en el mismo.

a) **La Propuesta de Norma** se basa en este mismo planteamiento.

En la siguiente tabla se resume como abordan el pilotaje sobre roca otros autores.

AUTOR	EXPRESIONES
Propuesta de Norma	$Q_p = A_p \cdot R$ $R = \frac{K_{sq} \cdot \bar{R}}{\gamma_r} \cdot dr$ $dr = \left(1 + 0.4 \frac{LE}{D}\right) \leq 3.5$

Miguel León	$Q_v = A_p \cdot q_u \cdot K_{sp} \cdot d$ $d = 0.8 + 0.2 \cdot \frac{LE}{D} \leq 2$ $K_{sp} = \frac{3 + E/d}{10 \cdot \sqrt{1 + 300 \cdot A/E}}$
Norma Soviética	$P = K \cdot m \cdot R^{nor} \cdot A_p$

En la Propuesta de Norma se utiliza la siguiente tabla en la determinación de K_{sq} .

Valor de RQD	@ de las discontinuidades	K_{sq}
25 < RDQ < 50	0.06 a 0.2	0.1
50 < RQD < 75	0.2 a 1.6	0.3
75 < RQD < 90	1.6 a 2	0.75
90 < RQD < 100	> 2.0	1

El análisis del comportamiento de la roca bajo la acción del pilotaje, en la bibliografía consultada es muy pobre pudiéndose citar los trabajos de Rivero (1984) a la vez que no se presentan análisis basados en la modelación. La principal dificultad radica en que a diferencia del suelo, el macizo rocoso se modela como un medio discontinuo debido a la presencia de fallas y diaclasas en las rocas. Para otras obras geotécnicas se ha utilizado soluciones que consisten en la modelación del macizo en función de los parámetros geomecánicos de la roca donde se evalúan todos los factores anteriores y se alcanzan resultados satisfactorios.

Pilotes apoyados en suelo.

De las normativas estudiadas para el cálculo de la capacidad de carga se destacan las metodologías de Menzenbach (1968), Meyerof (1976), Brinch – Hansen (1961), R. Barbey, R. L. Herminier (1968), Sowers (1977), Bowles (1984), dentro de las tendencias clásicas y las de Jiménez (1986), la Propuesta de Norma (1989), Paulos y Davis (1980), M. León (1980) dentro de las tendencias actuales.

La determinación del aporte en punta esta dado por la ley que se asuma como la resistencia a cortante: en suelos ϕ , $S = \sigma' \cdot \tan \phi$; en suelos C, $S = C$; para las tendencias actuales y en suelos C - ϕ , $S = C + \sigma \cdot \tan \phi$, para la tendencias clásicas. Para la resistencia de fuste como se vio anteriormente, esta viene dada por el tipo de suelo, la forma en que se produzca la falla (pilote – suelo o suelo -suelo), la presión horizontal, el material del pilote, etc. entre otros factores.

Como conclusión podemos señalar que a pesar de la gran cantidad de expresiones para el cálculo de la capacidad de carga en cimentaciones sobre pilotes, los resultados que se obtienen con su aplicación pueden diferir.

Análisis de la profundidad crítica (Z_c) y esfuerzo efectivo en la zona adyacente al pilote (q).

La determinación de la capacidad de carga en suelos friccionales depende del estado tensional en la punta y en las caras del pilote. Un detallado análisis a estos problemas realiza Sowers

(1977) donde se plantea que el valor de q' se calcula teóricamente como $q' = \gamma \cdot Z$, pero a medida que se aumenta la carga en el pilote, hay una reducción en el esfuerzo vertical inmediatamente adyacente en la parte inferior del pilote, debido a la transferencia de carga en punta. Aunque esta puede ser parcialmente compensada por el aumento de la tensión vertical causado por la transferencia de carga por la fricción lateral en la parte superior, el efecto neto en pilotes largos y esbeltos será una reducción de tensiones. Además, el hundimiento de la masa de suelo alrededor del pilote produce una reducción del esfuerzo vertical similar al que se produce en una zanja que se ha rellenado. Como resultado de esto, el esfuerzo vertical adyacente a un pilote cargado es menor que $\gamma \cdot Z$, conocido como efecto de Vesic, por debajo de una profundidad crítica denominada Z_c . Los ensayos a gran escala en suelos arenosos y estudios teóricos hechos por Vesic (1977), indican que la profundidad Z_c es función de la compacidad relativa (D_r). Para $D_r < 30\% \Rightarrow Z_c = 10 \cdot D$, para $D_r > 70\% \Rightarrow Z_c = 30 \cdot D$. Otras normativas establecen Z_c en función de la relación entre el ángulo de fricción interna y el diámetro de los pilotes. Entre las expresiones que consideran el efecto de Vesic se encuentran la de la Propuesta de Norma (1989), Berezentzev (1961), Jiménez (1984), Tomilson (1986), mientras que Caquot (1967), Bowles (1977) entre otros, no lo consideran. Ibáñez (2002) destaca que $Z_c = 20D$ y que además no depende del ángulo de fricción interno. Concluimos, entonces, que una de las razones por las que difieren tanto los resultados obtenidos al aplicar las metodologías para la obtención de la capacidad portante en los pilotes apoyados en suelo es la diversidad de criterios empleados en cuanto al valor de Z_c asumido.

Determinación del aporte en punta.

El aporte en punta para pilotes apoyados en suelo de forma genérica se expresa como:

$$Q_{\text{punta}} = F(A_p, q_0)$$

A_p – área de punta del pilote.

q_0 – resistencia en punta.

El mecanismo de resistencia en punta, se asemeja al de una cimentación superficial enterrada profundamente. Al igual que los resultados analíticos de las cimentaciones poco profundas se puede expresar de forma general:

$$q_0 = \frac{B \cdot \gamma}{2} \cdot N_\gamma + C \cdot N_c + q' \cdot N_q \quad \text{exp. 1.5}$$

Esta expresión que fue deducida por primera vez por Terzaghi (1943) y mejorada por Meyerhof (1951), en la que se basan los enfoques clásicos, establece un mecanismo de falla a través de espirales logarítmicas que siempre se cierran en el caso de pilotes, basado en la mecánica del medio continuo [Juárez(1975)]. Para los pilotes, en que B es pequeña, frecuentemente se omite el primer término [Sowers (1977)]:

$$q_0 = C \cdot N_c + q' \cdot N_q \quad \text{exp. 1.6}$$

Sowers (1977) de forma acertada plantea lo difícil de precisar cual es el factor de capacidad de carga correcto que debe usarse. Sobre el estudio de estos factores existen los trabajos de Meyerhof y Berezantzev (1976). El factor de capacidad de carga en arenas, está en función de la relación del ángulo de rozamiento interno (ϕ), con la profundidad [Jiménez (1994)]. Dentro de los enfoques actuales para la determinación del aporte en punta se destacan:

a) La Propuesta de Norma (1989):

$$Q_{\text{punta}} = A_p \cdot q_{p'} \quad \text{exp. 1.7}$$

Para suelos ϕ .

$$q_{p'} = N_q \cdot dsq \cdot q' \quad \text{exp. 1.8}$$

$q_{p'}$ – capacidad de carga en la punta del pilote (en tensiones).

N_q – factor de la capacidad de carga, función de ϕ .

dsq – factor que tiene en cuenta la longitud del pilote y la forma de la cimentación.

q' – presión efectiva vertical en la punta del pilote. Por debajo de la profundidad crítica (Z_c) toma el valor de $q' = Z_c \cdot \gamma$. Vale destacar que en esta normativa el valor de Z_c se establece en función de la relación diámetro y ángulo de fricción interno del suelo.

Para suelos Cohesivos (C):

$$1.9 \quad qp' = Cu \cdot Nc \cdot dsc \quad \text{exp.}$$

Nc - coeficiente de la capacidad de carga, función del diámetro o forma del pilote.
 dsc - coeficiente que tiene en cuenta el diámetro o forma del pilote.
 Cu - Cohesión no drenada del suelo.

b) Miguel León (1980):

$$1.10 \quad Q_{punta} = Ap \cdot qp' \quad \text{exp.}$$

Para suelos friccionales (ϕ).

$$qp = q' \cdot Nq$$

exp.1.11

Nq - factor de capacidad de carga función de ϕ y recomienda los valores de Berezantzev (1961).

q' - presión efectiva vertical en la punta del pilote. A diferencia de la Propuesta de Norma Zc se establece a partir de los 20-Diámetros ($Zc = 20 \cdot D$)

Para suelos Cohesivos (C).

Para pilotes hincados, $Cu > 100$ kPa, recomienda la fórmula de Skempton (1951):

$$1.12 \quad Q_{punta} = Ap \cdot 5.14 \cdot Cu \cdot (1 + 0.2 \cdot B / A) \cdot (1 + 2 \cdot Le / B) \quad \text{exp.}$$

Donde B y A son las dimensiones de la sección transversal del pilote y Le la longitud de empotramiento del pilote en el suelo.

Para pilotes "in-situ"

$$1.13 \quad Q_{punta} = Ap \cdot Cu \cdot Nc \quad \text{exp.}$$

Nc - ídem al visto anteriormente.

Cu - Cohesión no drenada del suelo.

c) Jiménez (1986):

$$1.14 \quad Q_{punta} = Ab \cdot qp \quad \text{exp.}$$

$$qp = Ncd \cdot Cu$$

Ncd - Coeficiente que varía entre 6 y 12 y propone el valor de 9.

Como puede apreciarse el aporte en punta, para el caso de suelos cohesivos se reduce a multiplicar el valor de cohesión por un coeficiente que oscila entre 6 y 12, y para el caso de suelos friccionales debido a la magnitud de este aporte se recurre a expresiones basadas en mecanismos de falla a través de espirales logarítmicas que siempre se cierran en el caso de pilotes, basado en la mecánica del medio continuo. En algunos casos se evalúa la profundidad dentro del estrato resistente y la forma de la cimentación, mientras que en otros esto se tiene en cuenta en el factor Nq de capacidad de carga.

A continuación se analizan las expresiones utilizadas por el enfoque tradicional para determinación del aporte en punta (Ley de resistencia a cortante $S = C + \sigma' \cdot \tan\phi$):

a) Fórmula de Meyerhof (1976):

$$Q_{punta} = Ap \cdot \left[\frac{\gamma^2 \cdot d}{2} \cdot N\gamma + C \cdot Nc + q' \cdot (Nq - 1) \right] \quad \text{exp. 1.15}$$

Nc, Nq, N γ - factores de capacidad de carga.

Como muestra esta expresión, es similar a la de capacidad de carga para cimentaciones superficiales, con la diferencia que los factores Nc, Nq, N γ se obtienen para una cimentación profunda y tienen en cuenta la profundidad dentro del estrato resistente y el efecto de forma.

b) Fórmula de Brinch - Hansen (1961):

$$Q_{punta} = Ap \cdot (q \cdot Nq \cdot Sq \cdot dq + C \cdot Nc \cdot Sc \cdot dc) \quad \text{exp. 1.16}$$

Sq, Sc - factores que dependen de la forma de la sección de la cimentación.

dq, dc, - factores que tienen en cuenta la profundidad de la base del pilote dentro del estrato resistente.

Otros autores [Bowles (1984), Herminier (1968)] engloban los factores de forma y profundidad, con los coeficientes de capacidad de carga, dando directamente la carga de hundimiento por la punta a suficiente profundidad mediante la expresión:

$$Q_{punta} = A_p (q N_q + C N_c) \quad \text{exp. 1.17}$$

En la obtención de los valores de N_c y N_q se pueden mencionar los trabajos de De Beer (1965), Buissman y Terzaghi (1943). De todas las expresiones estudiadas, la de Brinch – Hansen (1961), por primera vez, evalúa la profundidad del pilote dentro del estrato resistente.

c) Según Ernest Menzenbach (1968a):

Estas expresiones están basadas en la teoría y los resultados de ensayos de laboratorios, y se obtienen del equilibrio de las fuerzas que actúan en la superficie de falla de la base del pilote:

$$1.18 \quad Q_{punta} = A_p \cdot q_0 \quad \text{exp.}$$

$$q_0 = C \cdot N_c + P' \cdot N_q + \gamma \cdot d_b \cdot N_\gamma \quad \text{exp. 1.19}$$

C_u – Cohesión no drenada.

El valor de N_c oscila entre 6 y 9, y puede ser obtenido por la expresión de Skempton (1951).

N_q – factor de la capacidad de carga. Según este autor pueden ser utilizados los valores propuestos por Meyerhof (1951), Berezantzev, Khristoforov y Golubkov (1961).

d) Ramón Barbey Sanchez:

$$Q_{punta} = A_p \cdot [C \cdot N_c + q' \cdot (N_q - 1)] \quad \text{exp. 1.20}$$

e) R. L. Herminier (1968):

$$Q_{punta} = A_p \cdot (1.3 \cdot C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q) \quad \text{exp. 1.21}$$

f) Bowles (1984):

$$Q_{punta} = A_p \cdot (1.3 \cdot C \cdot N_c + \eta \cdot \gamma \cdot L (N_q - 1) + 0.5 \cdot B \cdot N_\gamma) \quad \text{exp. 1.22}$$

η - factor de corrección en función de la profundidad.

En resumen, todas las expresiones en forma son similares a la expresión de capacidad de carga de Meyerhof (1951), y difieren en la manera de determinar los factores de capacidad de carga, es decir, cuál es la superficie de falla que se genera en la base de la cimentación y la manera de evaluar la profundidad dentro del estrato resistente y la forma del pilote. El análisis realizado demuestra que las tendencias actuales en el diseño de pilotes, es ir a utilizar las teorías de esfuerzos efectivos para suelos friccionales y esfuerzos totales para suelos cohesivos.

Análisis del aporte a fricción.

El aporte a fricción que se genera en la cara adyacente al pilote producido por la falla fuste-suelo o suelo-suelo, puede expresarse de forma genérica como:

$$Q_{fricción} = f (P_p, L_p, f_0)$$

P_p – perímetro del pilote.

L_p – Longitud del pilote.

f_0 – fricción unitaria del estrato.

Para este caso el mecanismo de rotura puede producirse por la superficie de contacto pilote - suelo o suelo - suelo. Para el primer caso la fricción viene dada por la adherencia o fricción en la superficie de contacto y en el segundo a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo inmediatamente adyacente al pilote.

Para pilotes instalados en arcillas, un método tradicionalmente utilizado [Delgado (1999)] para el cálculo de la fricción unitaria, ha sido por muchos años, el de definir un factor de adherencia α , como la relación entre la adherencia (C_a) y la resistencia al corte no drenado (C_u), es decir:

$$\alpha = \frac{C_a}{C_u} \quad \text{exp.}$$

1.23

Y correlacionarlo empíricamente con C_u a partir de resultados de pruebas de carga sobre pilotes. Debido a la propensión general observada en este coeficiente de adherencia α , a disminuir con el crecimiento de la resistencia al corte, se han realizado varias tentativas para identificar esta dependencia por medio de la correlación entre α y C_u .

Dentro de los enfoques actuales para la determinación del aporte a fricción se encuentran:

a) La Propuesta de Norma (1989) establece el mecanismo de falla en función del tipo de suelo estableciendo de forma general:

$$Q_{\text{fricción}} = P_p \cdot \sum L_i \cdot f_{oi} \quad \text{exp. 1.24}$$

Para suelo ϕ (Falla pilote - suelo)

f_{oi} - función de (β , q_{fm}) y β es un coeficiente de resistencia a fricción en el fuste

$$\beta = K_s \cdot m \cdot \tan \phi \quad \text{exp. 1.25}$$

m - evalúa el material del pilote.

K_s - coeficiente de empuje (estado pasivo o de reposo en función de la forma de colocación del pilote).

Las correlaciones más recientes [Das (2000)] se basan en el coeficiente de empuje lateral de tierras en reposo, K_o y la relación de sobreconsolidación (OCR) cuya determinación confiable exige métodos refinados de investigación del subsuelo en el terreno y en laboratorio.

Para suelo C. (Falla suelo - suelo)

$$f_{oi} = \alpha \cdot C_u \quad \text{exp. 1.26}$$

C_u - adherencia o cohesión no drenada del suelo.

α - coeficiente que depende de la cohesión.

b) Miguel León(1980):

$$Q_{\text{fricción}} = P_p \sum l_i \cdot f_o \quad \text{exp. 1.27}$$

1.27

Para suelos friccionales (ϕ)

f_o - función de q_p y $\alpha \cdot \phi$, que es un coeficiente que depende del ángulo de fricción interno y se recomienda tomar los valores de Vesic (1977)

Para suelos Cohesivos (C):

$$f_o = \alpha \cdot C_u$$

En este caso el valor de f_o , esta en función del valor de C_u , de la forma de instalación y del empuje que se genere.

c) Menzembach (1968a):

En suelos Cohesivos

$$Q_{\text{fricción}} = P_p \cdot \sum \alpha \cdot C_u \quad \text{exp. 1.28}$$

α - coeficiente de adhesión del fuste, depende del tipo de pilote y también de la resistencia a cortante del suelo.

d) Jiménez (1986):

$$Q_{\text{fricción}} = P_p \cdot \sum L \cdot f_s \quad \text{exp. 1.29}$$

$$f_s = \alpha \cdot C_u \quad \text{exp.}$$

1.30

α - factor de adhesión o relación entre la resistencia a corte sin drenaje.

Para el caso de suelo ϕ , no se dispone de tantos datos experimentales fiables como para evaluar la resistencia por punta y su deformabilidad, salvo las muy conocida de Vesic (1977) y Kerisel.

$$f_s = k_o \cdot \sigma_v \cdot \tan \delta \quad \text{exp. 1.31}$$

k_o - coeficiente de empuje de reposo.

σ_v - tensión efectiva vertical.

Pero como resulta difícil evaluar $k_o \cdot \sigma_v$, se engloba en un coeficiente β , función de la densidad relativa.

A continuación se analizan otras expresiones utilizadas por el enfoque tradicional para determinación del aporte a fricción. De forma genérica estas expresiones pueden resumirse de igual manera como:

$$Q_{\text{fricción}} = P_p \cdot \sum L \cdot f_s$$

f_s = función (cohesión, tensión horizontal, estado que se considere, ángulo de fricción interna).

Falla suelo - suelo. Fallo suelo - pilote.

a) La fórmula de Meyerhof (1976) establece la siguiente expresión en función del mecanismo de falla que se genere en las caras del pilote:

$$Q = \text{fricción} = Pp \cdot \sum li \cdot foi \quad \text{exp.}$$

1.32

foi - fricción lateral que depende del tipo de falla (suelo - suelo o suelo - pilote)

foi = $C' + \sigma_h \cdot \tan \phi$ para la falla suelo - suelo

foi = $Ca + \sigma_h \cdot \tan \delta$ para la falla suelo - pilote.

Ca - adherencia (función de la cohesión)

δ - ángulo de rozamiento entre el suelo y la superficie del pilote.

σ_h - presión horizontal sobre le fuste. Función de la presión lateral y del estado que se considere.

b) Ramón Barbey Sánchez :

$$Q_{\text{fricción}} = Pp \cdot \sum li \cdot fsi \quad \text{exp.}$$

1.33

$$fsi = Ca + kf \cdot \sigma_v \cdot \tan \delta$$

c) La Norma Soviética diferencia el aporte total en función de la forma de instalación del pilote en el suelo definiendo:

Para pilotes de percusión: $P = K \cdot m \cdot (R^{\text{nor}} \text{Área} + \text{Perímetro} \Sigma fi^{\text{nor}} \cdot L)$ exp. 1.34

Para pilotes in situ: $P = K \cdot m \cdot (R^{\text{nor}} \text{Área} + \text{Perímetro} \Sigma mf \cdot fi^{\text{nor}} \cdot L)$ exp. 1.35

R^{nor} – Resistencia normativa del suelo por debajo del extremo inferior del pilote.

fi^{nor} – Resistencia normativa de una capa del suelo sobre la superficie lateral del pilote.

mf – coeficiente que tiene en cuenta las condiciones de trabajo, depende de la forma de colocación.

Como conclusiones se plantea que las expresiones que consideran la resistencia a cortante del suelo dada por la cohesión y el ángulo de fricción interna son más abarcadoras, ya que evalúan factores como la profundidad dentro del estrato resistente a la vez que se pueden aplicar a suelo cohesivos friccionales muy comunes en la práctica ingenieril.

Como se ha analizado, las expresiones utilizadas en los enfoques actuales, son válidas para suelos puramente cohesivos (Suelo C) o suelos puramente friccionales (Suelo ϕ). Para el caso de la presencia de suelos C- ϕ , se recurre a una solución ingenieril donde se transforma el suelo en uno puramente cohesivo o puramente friccional utilizando las siguientes expresiones:

Si $\phi < 25$. Suelo predominantemente cohesivo:

$$Ceq = \frac{qfm \cdot \text{sen}(\phi) + C \cdot \text{cos}(\phi)}{(1 + \text{sen}(\phi))} \quad \text{exp.}$$

1.36 A- coeficiente de Skempton (1951)

Si $\phi > 25$. Suelo predominantemente friccional:

$$\tan^{-1}(\phi_{eq}) = \tan^{-1} \frac{Ks \cdot qfm \cdot \tan \phi + C}{Ks \cdot qfm} \quad \text{exp. 1.37}$$

$$Ks = 1 - \text{sen} \phi \quad (\text{Empuje pasivo de Rankine}) \quad \text{exp. 1.38}$$

Aún por tratar faltan tres temas importantes que influyen en la determinación de la capacidad de carga, los cuales son los relacionados al trabajo en grupo y la falla en bloque, la eficiencia de grupo y el efecto de la fricción negativa.

Grupo de pilotes y falla en grupo.

Sowers (1977) define que la capacidad de carga del grupo se calcula suponiéndose que el grupo de pilotes forma una cimentación gigantesca, cuya base está al nivel de las puntas de los pilotes y cuyo ancho y largo son el ancho y el largo del grupo de pilotes. La capacidad del grupo es la suma de la capacidad de la base de la cimentación, más la resistencia a esfuerzo cortante a lo largo de las caras verticales del grupo que forma la cimentación. Este autor

plantea que en ensayos en modelos indican que la capacidad del grupo es siempre ligeramente menor que la calculada, pero la diferencia está comprendida ampliamente dentro del factor de seguridad.

En determinadas condiciones puede ocurrir el fallo en grupo de la cimentación [Juárez (1969), Sowers (1977), la Propuesta de Norma (1989), Vam Impere (1998), Hansbo (1993), Nabil F. Ismael (2001)].

Para que ocurra el fallo en grupo debe cumplirse que:

- Espaciamiento / Diámetro (SP/D) < 3
- Cabezal apoyado al suelo
- Suelo casi homogéneo.

Sería necesario poder determinar el comportamiento del pilotaje visto como la trilogía pilote – encepado – suelo, ante esta situación evaluando el mecanismo de fallo que se genera tanto en las caras de la cimentación como en la base. Sin duda alguna solo un análisis espacial (3D) podría llevarnos a soluciones veraces.

Eficiencia de grupo.

La eficiencia del grupo de pilotes (ξ) es la relación entre la capacidad del grupo Q_{grupo} y la suma de las capacidades del número de pilotes, n , que integran el grupo:

$$\xi = \frac{Q_{\text{grupo}}}{n \cdot Q_{\text{pilote}}} \quad \text{exp.}$$

1.39

Producto de la construcción del pilote se puede afectar el terreno, de forma que se compacte extraordinariamente (arenas flojas y medias) o que disminuya apreciablemente su consistencia (arcillas sensibles). Por esta razón varios autores [Jiménez (1986), Paulos y Davis (1980), Lee (1991)] plantean que la eficiencia de grupo en arcillas es de 0.8 y del orden de 1,5 en arenas medias con igual espaciamento. La capacidad del grupo aumentará con la separación entre pilotes, mientras que la capacidad individual, en arcillas no aumenta. En este campo podemos citar los trabajos de Vesic y Whitaker, Press (1933), Swinger (1941), Master (1943), Chellis (1962), R. Ruedas Medina (2007) entre otros.

Todos coinciden en que las invariantes a la hora de determinar la eficiencia del grupo son:

- El espaciamento entre pilotes,
- El número de pilotes,
- El diámetro de los pilotes,
- La longitud de los pilotes,
- Las propiedades del suelo.

Para la obtención del valor de eficiencia de grupo, existe amplia bibliografía donde se expresan recomendaciones a partir de modelos y fórmulas empíricas. La siguiente tabla expone las expresiones utilizadas por cada autor.

AUTOR	EXPRESION
Sowers	$eg = 0.5 + \frac{0.4}{(n - 0.9)^{0.1}}$
Tomás de la Torre	<p><u>Suelo Cohesivo.</u></p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Si $Cu < 100$ Kpa $eg = 0.59 + 0.55 \cdot \frac{\text{espac.entre.pilotes}}{\text{lado.del.pilote}}$ <ul style="list-style-type: none"> ▪ Si $Cu > 100$ Kpa <p>$eg = 1$ si espaciamento / lado > 3</p> <p><u>Suelo friccional</u></p> <p>$\xi = 1$</p>
Converse- Labarre	$eg = 1 - \phi \cdot \frac{(n - 1) \cdot m + (m - 1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n}$

Propuesta de Norma	<u>Suelo Cohesivo</u>
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Si $C_u > 100 \text{ Kpa} \Rightarrow \xi = 1$ ▪ $C_u < 100 \text{ Kpa}$ y $Sp/D > 3$ $eg = 1 - \frac{D}{\pi \cdot nf \cdot m} \cdot \left[m \cdot (nf - 1) + nf(m - 1) + \sqrt{2 \cdot (m - 1) \cdot (nf - 1)} \right]$
	<u>Suelo friccional</u>
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Pilotes hincados $\Rightarrow \xi = 1$ ▪ Pilotes "in-situ" y $Sp/D = 3 \Rightarrow \xi = 0.66$

De acuerdo con el ensayo de modelos, Sowers (1977) expone que las fallas en grupos de pilotes en arcillas ocurren a un espaciamiento de 1.75·D para grupos de 2 pilotes y 2.5·D para grupos de 16 pilotes, estando la eficiencia $\xi = 0.8 \sim 0.9$. Nishida (1961) encuentra que los pilotes son influenciados por los adyacentes si el espaciamiento es menos que 4·D en suelos cohesivos y 8·D en suelos no cohesivos. Otros autores que han desarrollado este tema son Kezdi (1957), Cambefort (1953) Y Steward Y Hanna (1961). La discrepancia en cuanto a la forma de obtener la eficiencia de grupo es evidente y se explica por el hecho de que las fórmulas son resultados de experimentos y toman varios valores empíricos. Es interesante por lo tanto comprobar la eficiencia calculada con los resultados de los ensayos de modelos de pilotes. En arcillas, las fórmulas empíricas parecen estar sorprendentemente en un estrecho acuerdo para espaciamiento y número de pilotes. Para grupos de pilotes en arenas y gravas, la aplicación parece dudosa.

Sin duda alguna la determinación de la eficiencia de grupo es un problema que encierra una gran complejidad ya que para su validación se requiere de realizar ensayos a escala real, lo que es muy costoso, más si se tiene en cuenta el número de casos posibles a ensayar. Aún así, una modelación matemática, o con la ayuda de softwares, necesariamente tiene que partir de un análisis espacial (3D) para poder evaluar la influencia real del pilote dentro del grupo de pilotes y el comportamiento del suelo que queda atrapado entre los pilotes, que en algunos casos se desorganiza (arcillas) o aumenta su compacidad (arenas). Por otra parte y dentro de este proceso estará incluido, el fallo en grupo.

Fricción negativa.

El fenómeno de la fricción negativa puede describirse como la acción de una nueva carga a lo largo del fuste debido a la consolidación del suelo adyacente a la cara del pilote. Como los pilotes se moverán menos que el terreno circundante, este tenderá a "colgarse" de sus fustes, induciendo en aquellos unas tensiones que pueden considerarse producidas por un cierto rozamiento de signo contrario al resistente.

Para esta situación la condición de diseño será:

$$N_{\text{pilote}} + Q_{\text{fricción negativa}} < Q_{\text{pilote}}$$

Este efecto se produce cuando el pilote está apoyado en roca y atraviesa un estrato muy compresible.

Ramón Barbey, considera que existe fricción negativa cuando se cumplen simultáneamente que: $2.50 < C_u < 22.5 \text{ kPa}$ y $0 < \varphi < 10$.

La Propuesta de Norma (1989) considera que la fricción negativa se produce en arcillas muy blandas ($C_u < 15 \text{ Kpa}$), cieno o relleno reciente que se consolida. Para enfocar este problema se han desarrollado dos tendencias, una en que se tiene en cuenta el espesor del estrato consolidable, como las dos vistas anteriormente, y otra tendencia donde se realiza un análisis evaluando el rozamiento ocurrido por la consolidación del suelo y el desplazamiento del pilote. Wong (1995) (1996)], Oteo (1992) y Jiménez (1994) hacen un detallado estudio sobre las condiciones y forma en que se genera la fricción negativa y qué espesor del estrato genera realmente fricción negativa. Evidentemente, siempre que el suelo atravesado por los pilotes sea muy consolidable, la presencia de la fricción negativa ha de tenerse en cuenta. Sin embargo, los métodos vistos anteriormente definen el problema para diferentes condiciones de suelo (características mecánicas) sin tener en cuenta la posible relación entre la consolidación del suelo en el fuste y el desplazamiento del propio pilote, así como la consolidación debida a la disminución del manto freático. Ibáñez (2002) propone tener en cuenta que el valor de

fricción negativa que se genera en las caras del pilote depende en gran medida de la deformación del mismo, del relleno existente (sobrecarga) y del suelo consolidable y recomienda determinar de forma independiente la deformación del pilote y la del estrato de suelo y obtener la profundidad a partir de la cual ambas deformaciones son iguales ($S_p=S_s$) y será esa la profundidad del estrato que generará fricción negativa.

Métodos para determinar los asentamientos en la base de las cimentaciones sobre pilotes.

Es precisamente una de las razones del surgimiento de las cimentaciones sobre pilote el conseguir asentamientos pequeños. A la hora de calcular los asentamientos debe tenerse en cuenta los dos mecanismos resistentes vistos anteriormente. Puede decirse que, generalmente, se moviliza primero la resistencia por fuste, con asientos del orden de 0.5 al 11% del diámetro del pilote, mientras que se acaba de movilizar la resistencia en punta con asentamientos del orden del 10 a 20 veces la cifra anterior.

Se puede definir entonces [Sowers(1977), Vesic(1977)] que el asentamiento de un pilote aislado proviene del acortamiento elástico del fuste del pilote y, en parte, de la distorsión del suelo alrededor del pilote, más la deformación de los estratos sobre los que descansa.

Para calcular los asentamientos se pueden citar los siguientes métodos [Ibáñez (1997)]

- Métodos empíricos para pilotes aislados.
- Métodos de la función de transferencia.
- Procedimientos elásticos.
- Métodos simplificados.
- Métodos teóricos.
- Métodos aproximados.

A continuación se describen algunos de éstos métodos.

Cálculo de los asentamientos para el pilote aislado:

a) Métodos empíricos: están basados en la recopilación de ensayos o son una recomendación de los diferentes autores.

a.1) Meyerhof (1960) plantea que el asentamiento depende del diámetro del pilote.

a.2) Aschenbrenner y Olson (1968) también lo ponen en función del diámetro. Menzenbach (1968a) hace mención a resultados similares para 60 pruebas de cargas en diferentes tipos de suelos

b) Los procedimientos elásticos están basados en la integración de las soluciones de Midlin (1973) al caso de una fuerza concentrada en el interior de un semiespacio de Boussinesq. En ellos el pilote y el cabezal se consideran por separado y sometidos a fuerzas iguales y contrarias. Su aplicación es acertada en arcillas donde se asume que el módulo de elasticidad es constante con la profundidad.

d) Vesic (1977) plantea que el asentamiento de la cabeza de un pilote puede separarse, en el asiento debido a la compresión axial del propio pilote, asiento de la punta causado por la carga que dicha punta aplica sobre el suelo y el asentamiento de la punta causado por las distintas cargas transmitidas al terreno a lo largo del fuste.

d) Métodos experimentales.

d.1) Borland, Butler y Duncan (1966) para el caso de arcillas en Londres, consideran un comportamiento lineal del suelo.

d.2) Whitaker y Cooke (1970) realizan un análisis similar.

d.3) Kezdi (1964) determinó que para el eje de un área cargada circular cimentada a profundidad, empleando la ecuación para la tensión bajo una carga puntual, el asentamiento depende del diámetro del pilote, la tensión bajo la base del pilote, el módulo de compresibilidad del suelo y de tres factores de influencia.

d.4) La Propuesta de Norma (1989) propone convertir la cimentación sobre pilotes en una cimentación ficticia con ancho en función del tipo de suelo y seguir la misma metodología que para una cimentación superficial donde se calculan los asentamientos por la expresión de sumatorias de capas que se propone de la Propuesta de Norma de Cimentaciones Superficiales, que depende del espesor del estrato que se analiza y la variación de la deformación unitaria en la parte superior, centro e inferior del estrato analizado.

En los tres primeros casos se considera que solo la carga en punta provoca asentamientos, mientras que la Propuesta de Norma trabaja con la carga total (Q_t). Trabajos realizados en este sentido [Ibáñez (1999)] demuestran la similitud de los resultados aplicando el método de Vesic (1977) y la Propuesta de Norma (1989).

e) Métodos teóricos: se basan en expresiones clásicas relacionadas con el cálculo de las deformaciones en el interior del semiespacio elástico, homogéneo e isótropo, producto de una fuerza P.

f) Métodos aproximados: se determinan los asentamientos con el uso de expresiones matemáticas, similar a las cimentaciones superficiales, solo que se tiene en cuenta la variación del estado tensional en el interior del semiespacio homogéneo, isótropo y lineal.

MÉTODO	AUTOR	EXPRESIÓN
Métodos empíricos	Meyerhof	$S = \frac{D}{30 \cdot F}$
	Aschenbrenner y Olson	$S = 0.01 \cdot D$
Los procedimientos elásticos		$S = \frac{P}{D \cdot E_s} \cdot I_o$
	Vesic	$S = W_s + W_{pp} + W_{ps}$ $W_s = (Q_{punta} + Q_{fricción}) \cdot \frac{L}{A_p \cdot I_p}$ $W_{pp} = \frac{Q_{punta}}{D \cdot q_p} \cdot C_p$ $W_{ps} = \frac{Q_{punta}}{D \cdot q_p} \cdot C_s$
Métodos experimentales	Borland, Butler y Duncan	$S = 2 \cdot q \cdot db \cdot \frac{1 - \nu^2}{E_s} \cdot I_p$
	Whitaker y Cooke	$S = \frac{K_1 \cdot q_b \cdot db}{E_s}$
	Kezdi	$S = \frac{db \cdot q_b}{E_s} \cdot [I_1 + I_2 + I_3]$
	La Propuesta de Norma	$S = \frac{\sum_{i=1}^n H}{6} \cdot [\epsilon_s + 4 \cdot \epsilon_c + \epsilon_i]$

Cálculo de los asentamientos para el pilote en grupo:

En este caso se sustituye el grupo de pilotes por una cimentación ficticia, y se aplica una de las soluciones anteriormente analizadas. En este sentido se han desarrollado dos enfoques, uno en que el cimientado equivalente coincide con las dimensiones en planta del grupo de pilotes a una profundidad de cimentación igual a la longitud del pilote si se considera trabajo en punta o a la mitad de esta longitud si los pilotes son flotantes [Das(1999)]. En el segundo enfoque las dimensiones en planta del cimientado equivalente dependen de la forma de trabajo de la cimentación y el tipo de suelo [Propuesta de Norma (1989)].

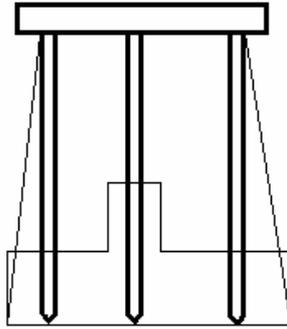


Figura I: Cimiento superficial equivalente.

En este sentido podemos mencionar los trabajos de Terzaghi y Perck (1967), los de Tomilson (1977), la Propuesta de Norma (1989) y Randolph (1994). En el caso de los primeros se utiliza la siguiente expresión para el cálculo de los asentamientos:

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{C_{ci}}{(1 + e_0)} \cdot \log \left(\frac{p_{oi}^i + \Delta p_i}{p_{oi}^i} \right) \cdot \Delta Z_i$$

donde:

C_i- coeficiente de compresibilidad del estrato analizado.

e₀ – Índice de poros del estrato analizado.

p_{oi}- tensión por peso propio

Δp_i – incremento de tensión por carga impuesta

ΔZ_i – Espesor del estrato analizado.

Como puede apreciarse, existen un gran número de métodos para la determinación del asentamiento del pilote, sin embargo, cada uno de ellos tiene génesis en diferentes hipótesis, por lo que en la mayoría de los casos son válidos para determinadas condiciones. Con la modelación matemática y la utilización de softwares potentes, se pueden agrupar muchas de las hipótesis anteriores, como el modelo de comportamiento del suelo, la magnitud de la carga que provoca asentamiento, así como el efecto del trabajo en grupo y se obtendrían los valores más veraces de asientos.

Determinación de la carga actuante a nivel de pilote aislado.

En el proceso de diseño de la cimentación se hace necesario determinar la carga actuante a nivel del pilote aislado para posteriormente determinar la capacidad de carga y la deformación del mismo. En este sentido se han desarrollado dos tendencias [Propuesta de Norma (1989)], el método de la superposición de efectos y el método de Interacción Suelo – Estructura (ISE). En el primero de ellos se considera que generalmente el cabezal sobre los pilotes es una viga de hormigón armado que por sus dimensiones se supone que sea un elemento rígido y, por tanto, se asume que la distribución de las cargas sobre cada uno de los pilotes sigue una ley lineal o plana. Sin embargo, existen diferentes criterios para definir el comportamiento del cabezal como un elemento rígido o flexible: la Propuesta de Norma (1989) expresa que la rigidez depende de que la relación entre el espaciamiento de los pilotes y el peralte del cabezal sea menor o igual a 5 otros como Ibáñez (2002) plantea que solo si dicha relación es menor o igual a 3.5 el cabezal es rígido. En el segundo enfoque el pilote se supone apoyado o no sobre un suelo, modelado como un medio tipo Winkler (medio discontinuo). El modelo supuesto se resuelve considerándolo como una estructura y utilizando para ello el método de las deformaciones [Propuesta de Norma (1989)].

Analizando la cimentación como un conjunto, la posibilidad de colaboración entre los pilotes y su encepado o cabezal, para soportar las cargas, que antes era totalmente despreciada, se acepta hoy como muy normal [Aoki (1991)], en aquellos casos en que el cabezal se hormigona sobre el suelo. En recientes investigaciones [Aoki (1991), Ibáñez [1998]], se realiza un estudio sobre el trabajo cabezal - suelo en este tipo de cimentaciones, donde se evidencia la variación de la carga actuante a nivel del pilote en función de la rigidez del cabezal y el módulo de deformación del terreno en la cabeza y punta del pilote. Sales (2000b) y Cunha (1998) obtienen a través de pruebas de cargas en suelos arcillosos tropicales, resultados similares, lo que evidencia el trabajo conjunto cabezal - suelo, razón por la cual se elevará la capacidad de carga de rotura de la cimentación y la disminución de los asentamientos para la condición de

carga de trabajo en comparación con los pilotes aislados. Actualmente existen análisis muy detallados mediante elementos finitos para determinar la distribución óptima de los pilotes [Chow (1991), Lobo (1997), M. Sales (2000a)], sin embargo, no se han llegado a presentar en una forma paramétrica que permita su utilización sencilla sin necesidad de llevar a cabo el análisis completo por computación.

Conclusiones parciales.

Después de analizada la determinación de la capacidad de carga y de las deformaciones en la base de las cimentaciones sobre pilotes arribamos a las siguientes conclusiones parciales:

1. Existen dos enfoques para la determinación de la carga actuante a nivel del pilote aislado, en uno de los cuales se simplifica el análisis considerando el cabezal como un elemento rígido. Posteriormente se ejemplifica a través de resultados, el comportamiento cabezal - suelo de apoyo, realizando una modelación por interacción suelo estructura según el Anteproyecto de Norma Cubana de Cimentaciones sobre Pilotes (1987) y por el Método de los Elementos Finitos. Además se acepta por un gran número de especialistas el tener en cuenta en el análisis el trabajo conjunto cabezal - terreno y existen algunos estudios sobre qué porcentaje de la carga es tomado por este mecanismo.
2. Existen diferentes criterios para la determinación de la tensión vertical en la punta del pilote (q') y en la determinación de la profundidad crítica (Z_c) a partir de la cual el estado tensional vertical permanece casi constante, lo que influye en los resultados finales para el cálculo de la carga a fricción y en punta en suelos friccionales.
3. Existen diferencias entre los coeficientes de capacidad de carga N_q y N_c que se utilizan para el diseño, debido a las hipótesis utilizadas para su obtención.
4. Al calcular los efectos de la fricción negativa no se tiene en cuenta la relación existente entre la posible consolidación del suelo en el fuste y el deslizamiento del pilote.
5. En el trabajo no se analiza los aspectos relacionados con el diseño por estados límites, se toman los valores propuestos por el actual anteproyecto de norma, pues para su modificación sería necesario realizar un trabajo más profundo, más tiempo.
6. Se compararán los resultados obtenidos aplicando los nuevos coeficientes con los de otras normativas y expresiones lo que nos dará una idea de la necesidad o no de modificar los coeficientes para minorar las propiedades físico mecánicas del suelo y los coeficientes de seguridad utilizados en el diseño por la Propuesta de Norma del año 1989.
7. Se puede incluir en la propuesta de norma lo relacionado con el trabajo conjunto cabezal-pilote-suelo, fricción negativa, la utilización de factores de capacidad de carga que se acerquen a las condiciones cubanas.

Estudio de las formulaciones para el diseño geotécnico de las cimentaciones sobre pilotes

RESUMEN

En el presente capítulo se realizarán diferentes análisis para la determinación del aporte del suelo debajo del cabezal y un estudio sobre las diferentes formulaciones para la determinación de la capacidad de carga mediante métodos basados en la Teoría de la Plasticidad, demostrando con ello la necesidad de confeccionar la metodología de diseño para la nueva Propuesta de Norma de Diseño Geotécnico de Cimentaciones sobre Pilotes.

2.1. Introducción

Si aceptamos que las cimentaciones sobre pilotes constituyen el conjunto pilote - cabezal - terreno, no es absurdo analizar la interacción que se genera entre el cabezal y el terreno de apoyo, siempre que el primero apoye directamente sobre este. Jiménez (1994), y Sowers (1977), entre otros, plantean que tradicionalmente se ha considerado la cimentación sobre pilotes, como aquella que mejores resultados ofrece a la hora de cimentar en terrenos débiles o muy consolidables, es decir que en ellas además de resistir las solicitaciones actuantes, se debe lograr que las deformaciones que se generen no pongan en peligro la vida útil de la estructura. Ejemplos reales analizados por Jiménez (1980, 1995) en la ciudad de México evidencian que los pilotes "cosen" los asentamientos; y el encepado funciona como una cimentación. Por otra parte ensayos de cargas realizados por Cunha y Sales (1998) a grupos de pilotes de pequeño diámetro evidencian el trabajo conjunto cabezal – suelo – pilote, demostrando el beneficio de la inclusión de pilotes bajo bloques superficiales.

La posibilidad de colaboración entre los pilotes y su encepado para soportar las cargas, que era antes totalmente despreciada, se acepta hoy como normal en aquellos casos en los que el segundo se hormigona sobre el suelo. El grado de esta colaboración varía mucho, según las características del pilotaje, y todavía más, de las capas superiores del subestrato, además de la tecnología de hormigonado y construcción. Por ejemplo, Jiménez (1995) menciona los trabajos de Cooke, donde se plantea que un estudio sobre grandes edificios londinenses, cimentados sobre pilotes encepados en una losa general, demuestra que alrededor del 30 % de la carga esta siendo transmitida por la losa, aun cuando en el proyecto se

había supuesto que la carga iba a ser recogida tan solo por los pilotes. Y añadía que, aunque este aporte puede parecer modesto, es mayor si lo enfocamos desde el punto de vista de la carga de falla. En efecto, de forma parecida ocurre con la resistencia de los pilotes por la punta, la losa de encepado necesita unos asientos relativamente grandes para desarrollar su colaboración, pero su aporte a la resistencia final es muy importante. De tal modo, que, recalculando los coeficientes de seguridad respecto al hundimiento de los citados edificios, resultan ser claramente excesivos en este aspecto. De esta manera, puede pensarse que podría disminuirse el número de pilotes, o bien que, si se conservan, su utilidad podría ser únicamente la de disminuir los asientos.

En Londres, la estadística demuestra que el asiento de una losa de cimentación, sin pilotar viene a ser de $0.35 B$, con lo que los grandes edificios, sin pilotaje, tendrían asientos que pueden considerarse excesivos. El pilote funciona así como un suplemento que tiene como misión el disminuir los asientos. Un paso más propugnado por varios autores es servir para igualarlos. Una cimentación flexible sobre un suelo arcilloso asienta más por el centro; un cierto número de pilotes colocadas en una región puede conseguir una anulación de la diferencia, por lo cual se ha llevado a cabo análisis muy refinados mediante el método de los elementos finitos (o de contorno) para determinar la distribución óptima de los pilotes.

Estos estudios que ya pueden ser realizados preliminarmente de forma manual (como por ejemplo los citados por Sales, 2000), sin embargo para su solución definitiva requieren de un complejo análisis por computadora. En trabajos realizados por Ibáñez (1997) se procede a una modelación del suelo y las estructuras, enfocado al trabajo cabezal - suelo, analizando los casos de cabezal rígido o flexible y suelo deformable o indeformable en la punta de los pilotes llegando a resultados similares a los anteriormente expuestos.

2.1.1 Desarrollo

A continuación se ejemplifica a través de resultados, el comportamiento cabezal - suelo de apoyo, realizando una modelación por interacción suelo estructura según el Anteproyecto de Norma Cubana de Cimentaciones sobre Pilotes (1987) y por el Método de los Elementos Finitos. Solo se tiene en cuenta la cimentación sometida a carga vertical centrada (carga axial diferente de 0, momento y cortante igual a 0) y cabezal rígido.

Hipótesis:

Cabezal rígido - articulado a los pilotes.

Cabezal apoyado directamente sobre el terreno.

Pilote apoyado en suelo (trabajando a fricción y en punta).

Parámetro deformacional que caracteriza el suelo: Módulo de Young (E_0), variable en función del modelo).

2.1.2 Modelación y análisis del trabajo conjunto cabezal – terreno.

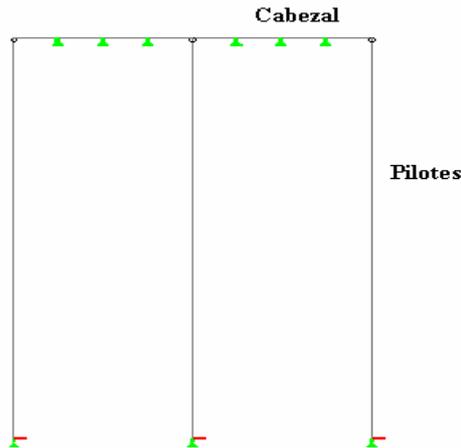


Figura 1. Modelación del pilotaje según el Anteproyecto de Norma Cubana (1987)

El anteproyecto de Norma Cubana de Cimentaciones sobre Pilotes (1987) establece para determinar las solicitaciones sobre los pilotes un modelo de interacción suelo estructura según la Figura 1, resolviendo el problema igual que el caso de un pórtico plano, utilizando para ello el método de las deformaciones de análisis estructural. El suelo se modela como bielas [modelo discreto (-tipo Winkler-)] de longitud unitaria, con un determinado coeficiente de balasto (K) en función del módulo general de deformación (Eo).

El elemento de mayor complejidad para su modelación es precisamente la biela para la cual se establece:

$$E_b = L_b \cdot K, \quad \text{exp. 2.1}$$

donde:

L_b - longitud de la biela.

K - Coeficiente de balasto del suelo.

Para la determinación del coeficiente de balasto, el Anteproyecto de Norma, establece además:

$$K = 1.3 \cdot 12 \sqrt{\frac{b^4 \cdot E_o}{E_p \cdot I_p}} \cdot \left(\frac{E_o}{(1-\mu)^2} \right) \cdot \frac{1}{b}, \quad \text{exp 2.2}$$

donde:

E_p - módulo de deformación del material del pilote.

I_p - inercia del pilote.

b - ancho o diámetro del pilote.

μ - módulo de Poisson del suelo.

E_o – Módulo General de deformación del suelo (Módulo de Young)

El espaciamiento entre bielas se propone sea igual a la unidad, de la forma más uniforme posible y que represente de la mejor forma posible el comportamiento del suelo.

Para modelar el trabajo conjunto cabezal terreno, de forma similar colocamos bielas bajo el cabezal que representan el terreno (Figura 2). Para la determinación del coeficiente balasto de las bielas, se propone utilizar la expresión 2, reduciendo el valor de K por el espaciamiento entre bielas o la metodología utilizada por Dilla (1978) basada el método de Wölfer (1971), que ha sido aplicado con satisfacción par el caso de losas de cimentación y vigas sobre apoyos elásticos, en la cual:

$$K = \frac{E_s}{B \cdot f}, \quad \text{exp 2.3}$$

$$E_s = \frac{E_o}{\left(1 - \frac{2 \cdot \mu^2}{1 - \mu^2}\right)}, \quad \text{exp 2.4}$$

donde:

B - ancho del elemento (para este caso ancho del cabezal)

f - coeficiente que depende de la razón de las dimensiones del elemento (viga o encepado) y del espesor de la capa de suelo compresible. (oscila entre 0.2 y 0.9).

E_s - Módulo edométrico.

E_o - Módulo de Young.

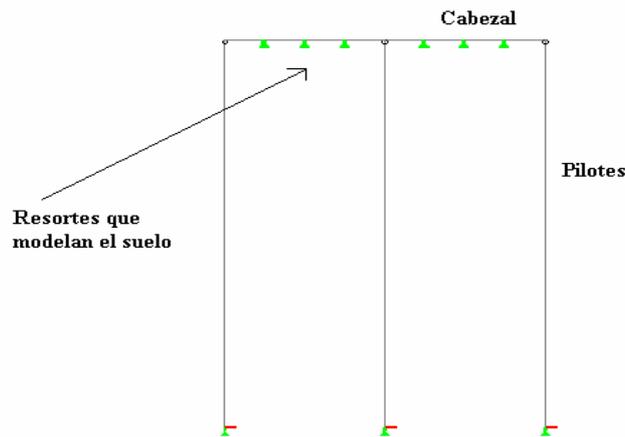


Figura. 2. Modelación del trabajo conjunto cabezal terreno.

El siguiente ejemplo ilustrativo demuestra la influencia del aporte del terreno bajo el cabezal. Para ello se modela una cimentación conformada por 9 pilotes (3 filas), diámetro 0.4m, longitud 10m, considerando el cabezal rígido (2.4 x 2.4 metros) y variando el módulo de Young (Eo) del terreno bajo el cabezal, con una carga aplicada concentrada de 150 kN.

Suelo en la punta del pilote		Módulo general deformación (Eo) del terreno bajo el cabezal (kPa)									
		5000		7500		10000		15000		20000	
ϕ°	Eo (kPa)										
25	12500	23.72	31.41	18.737	25.902	15.337	22.136	-		-	
27	15000	25.238	34.498	20.277	28.923	16.795	24.999	12.237	19.837	-	
35	20000	27.278	39.574	22.494	34.019	18.984	29.931	14.186	24.315	11.067	20.634

Tabla 1. Carga a nivel del pilote Extremo y Central en kN.

El resultado que arroja la anterior tabla es la disminución de la carga actuante en la mediada en que aumenta el módulo de Young (Eo) del terreno bajo el cabezal. Esto se traducirá posteriormente en una mayor capacidad de carga de la cimentación en su conjunto, o de otra manera en una mayor seguridad al fallo, al considerar el aporte del terreno bajo el cabezal. De aquí la importancia de considerar el aporte del terreno bajo el cabezal en el proyecto de cimentaciones sobre pilotes siempre que se tenga certeza de que el cabezal o encepado apoyará directamente sobre el suelo.

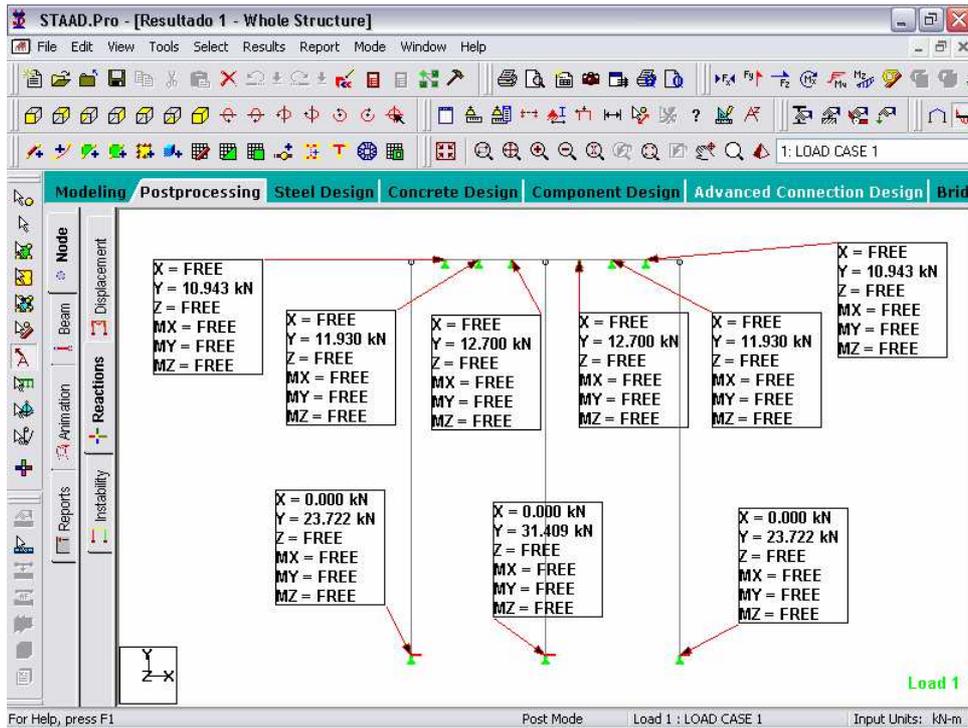


Figura. 3 Resultados utilizando el STAAD con un cabezal de 1,0m de peralto.

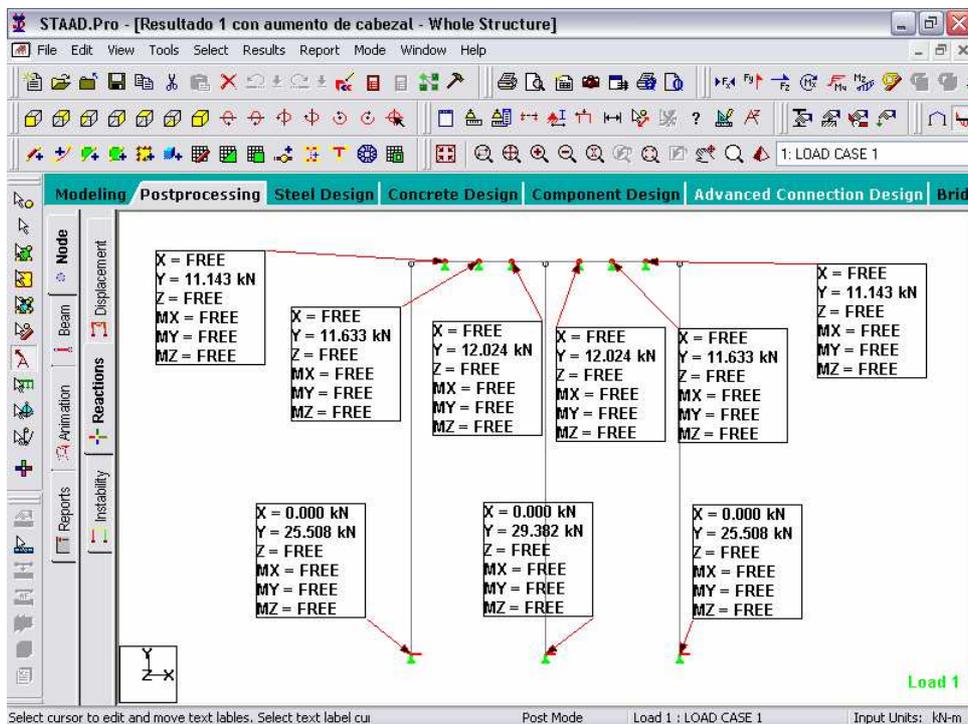


Figura. 4. Resultados manteniendo los mismos valores utilizados anteriormente pero variando el peralto del cabezal a 1,3m.

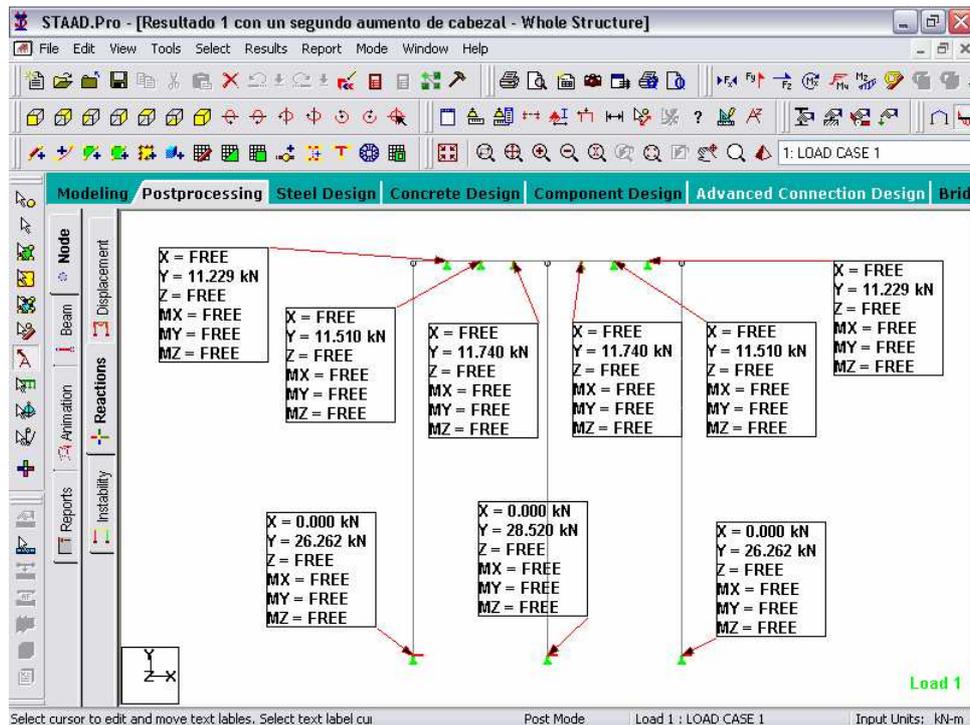


Figura. 5. Resultados manteniendo los mismos valores utilizados anteriormente pero variando el peralto del cabezal a 1,6m.

Analizando estos resultados, se puede describir el proceso de transferencia de carga en cimentaciones sobre pilotes, cuando el cabezal apoya sobre el terreno, de la siguiente manera:

Etap 1. Para pequeñas deformaciones, el terreno bajo el cabezal, comienza a trabajar y en la medida que estas deformaciones aumentan se desarrolla el aporte a fricción y en punta en el pilote.

Etap 2. En el momento de la falla, el aporte del pilote (a fricción y en punta) se desarrolla a plenitud, no siendo así el del terreno bajo el cabezal, porque las deformaciones que se generan están lejos de la carga de rotura, fallando primero el terreno en la punta y en las caras del pilote y después el que se encuentra bajo el cabezal.

2.1.3 Después de realizadas las diferentes modelaciones se arriban a las siguientes conclusiones parciales:

- En la medida que aumenta la rigidez del cabezal, y este está apoyado sobre el terreno, se redistribuye las cargas más uniformemente, lo que nos ayudaría a no llegar a diseños antieconómicos.
- Puede llegarse a una disminución de la carga actuante a nivel del pilote, si se tiene en cuenta el aporte del terreno, en la medida en que disminuye la diferencia entre los módulos de deformación del suelo bajo la punta del pilote y bajo el cabezal.
- En la medida en que mayor sea al módulo general de deformación del suelo en la punta del pilote, menor será el aporte del terreno bajo el cabezal, como es lógico, ya que los

desplazamientos que se generan serán menores, lo que imposibilitará al material bajo el encepado desarrollar toda su capacidad portante.

- Con la utilización de pilotes bajo encepados superficiales, en “cimientos pilotados” existirá una interacción beneficiosa cabezal – pilote – suelo, que elevará la capacidad de carga de rotura de la cimentación y reducirá el asentamiento para la condición de carga de trabajo (en comparación con el cimiento aislado).

Basándose en las estas conclusiones, se recomienda en los casos de que se considere el trabajo conjunto cabezal terreno, en la etapa de proyecto, realizar una modelación del problema para determinar la carga que llega a cada pilote y la deformación del conjunto.

2.2 Análisis comparativo entre las diferentes formulaciones para la determinación de la capacidad de carga en las cimentaciones sobre pilotes.

A continuación se realizarán comparaciones entre las expresiones dadas por los diferentes autores para la determinación de la capacidad de carga mediante métodos basados en la Teoría de la Plasticidad, tratándose de forma más profunda el aporte en punta y el aporte a fricción. Se abordarán también los distintos enfoques que han sido dados a temas como la fricción negativa, el trabajo en grupo, y el cálculo de los desplazamientos. Todo con el fin de escoger las expresiones más afines en cuanto a racionalidad y ajuste a las condiciones de nuestros suelos, para finalmente confeccionar la metodología de diseño que regirá la confección de la nueva Propuesta de Norma.

- Análisis comparativo entre las diferentes formulaciones para la determinación de la capacidad de carga en las cimentaciones sobre pilotes en suelos friccionales.
- Análisis comparativo entre las diferentes formulaciones para la determinación de la capacidad de carga en las cimentaciones sobre pilotes en suelos cohesivos.
- Enfoques para el cálculo de la fricción negativa.
- Análisis de la eficiencia del grupo.
- Expresiones para el cálculo de las deformaciones.
- Metodología de diseño de las cimentaciones sobre pilotes.

2.2.1 Análisis comparativo de las formulaciones para la determinación de la capacidad de carga en las cimentaciones sobre pilotes en suelos friccionales.

La capacidad de carga de una cimentación sobre pilotes en un suelo friccional viene dada por la suma de la resistencia en punta y a fricción.

Para el caso del aporte en punta, la expresión que rige el cálculo es la siguiente:

$$q_0 = q' \cdot N_q \cdot d_{sq} \quad \text{exp 2.5}$$

Y con respecto al aporte a fricción:

$$f_{oi} = m \cdot k_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot \tan(\varphi) \quad \text{exp 2.6}$$

donde:

q_0 – capacidad de carga en la punta del pilote.

N_q - factor de capacidad de carga.

ds_q - factor que tiene en cuenta la profundidad dentro del estrato resistente.

q' - tensión vertical efectiva en la punta del pilote después que el pilote se carga.

De todos los factores es el factor de capacidad de carga N_q el más difícil de precisar según los diferentes autores consultados y es en el que centraremos nuestra atención.

Con respecto al aporte a fricción la expresión de cálculo es:

$$f_{oi} = m \cdot k_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot \tan(\phi)$$

donde:

f_{oi} - fricción unitaria

k_s . coeficiente de empuje de tierra

m -

γ - densidad del suelo

En el trabajo se realizan comparaciones entre las expresiones para el cálculo del aporte en punta y a fricción dadas por varios autores en un suelo friccional con una densidad de 18,5 kN/m³.

2.2.1. a. Análisis comparativo para el aporte en punta.

El primer paso para el cálculo del aporte en punta en los suelos friccionales es la determinación de la profundidad a partir de la cual los esfuerzos efectivos alrededor y en la punta del pilote permanecen constantes, o sea, la profundidad crítica (Z_c).

La obtención de Z_c ha tenido múltiples estudios. Autores como Coyle (1981) proponen tomar $Z_c=15$, como resultado de pruebas de carga hechas en arenas. Sowers (1977) propone valores entre 10D y 30D. Tomilson (1986) propone $Z_c=20D$ y limita el aporte en punta a 11 Mpa, sin embargo la Propuesta de Norma (1989) establece el valor de Z_c en función de ϕ en un intervalo de 3D y 22D, por los que los valores obtenidos son muy bajos y por consiguiente los de la capacidad de carga de la cimentación. Ibáñez (2002) mediante la modelación a través del MEF llega a la conclusión que Z_c está a una profundidad entre los 18D y los 22D y toma como valor práctico 20D y demuestra que no tiene que ver con el ángulo de fricción interna (ϕ). Después de analizada su demostración corroboramos su resultado y definimos $Z_c=20D$.

Para la obtención del factor de capacidad N_q , nos apoyamos en los resultados obtenidos de la modelación por el Método de los Elementos Finitos (Ibañez 2002) en el cual se hace un análisis axial-simétrico de un pilote aislado, utilizando el programa GeoSlope/W. Se analizan diferentes densidades de malla y se evalúan diferentes tipos de suelos, longitudes y diámetros de pilotes

		Longitud 5 metros.					Longitud 10 metros.				
ϕ°	Diámetro (m)	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
25		230	571	910	1500	2090	340	1095	1850	2148	2446
30		450	1178	1908	3105	4303	737	2174	3611	6260	8910
35		1165	2963	4760	7706	10653	1890	5605	9320	15193	21065
40		2507	6303	10100	16179	22257	3962	11986	20009	30435	40861

Tabla 2.2 Aporte en punta (Q_p) en kN

Con el valor del aporte en punta (Q_p), considerando $Z_c=20 \cdot D$, despejando de la expresión ($q_0 = q' \cdot N_q \cdot dsq$), el valor del factor de capacidad de carga (N_q) se obtienen los siguientes valores:

		Longitud 5 metros.					Longitud 10 metros.					N_q medio
ϕ°	Diámetro (m)	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	
25		19.79	19.68	19.57	19.77	19.98	18.28	19.09	19.89	20.09	20.29	19.99
30		38.71	39.87	41.04	41.09	41.13	39.63	39.23	38.83	40.21	41.58	39.52
35		100.22	101.3	102.38	102.11	101.83	101.62	100.82	100.01	100.34	100.68	101.47
40		215.68	216.45	217.22	214.98	212.75	213.03	214.1	215.17	205.23	195.29	235.48

Tabla 2.3 Coeficiente de capacidad de carga N_q .

- ✓ A continuación se muestran una comparación de los diferentes valores de N_q tomados de diferentes autores.

ϕ°	Método Elementos Finitos.	Propuesta de Norma.		Caquot - Kerisel	Berezantzev	Meyerhof	Kay
		$L > Z_c$	$L < Z_c$				
25	19.99	32.1	22.96	26.2	15	17	14.79
30	39.52	55.2	41.51	57	30	45	39.8
35	101.47	102	79.75	134	75	100	107
40	235.48	192	155.28	356	150	310	288

Tabla 2.4 Comparación entre los valores de Nq.

Al comparar el valor de Nq como se muestra en la tabla 3.1, se observa que en todos los casos en la expresión resultado del Método de los elementos Finitos se obtienen valores menores a los propuestos por Caquot-Kerisel (1964) y Meyerhof (1976) y superiores a los de Berezantzev (1961). Con respecto a la Propuesta de Norma (1989) se hace difícil establecer la comparación ya que en la misma se introduce el término dsq, que evalúa la forma y profundidad del pilote en el estrato resistente variando este término entre 2 y 3 en función de la longitud del pilote y la profundidad crítica (Zc). Sin embargo, para los valores de $\phi > 30^\circ$ existe similitud con el MEF para los casos de $L > Zc$ y para valores de $\phi < 30^\circ$ existe similitud para los casos de $L < Zc$. Existe, además, cierta similitud con los valores propuestos por Kay (1999) y los del MEF, debido principalmente a que Kay (1999) obtiene los valores de Nq producto de modelaciones matemáticas y ajustes a resultados de ensayos a escala real. Para el caso de Berezantzev (1961) la expresión se obtiene mediante pruebas de carga que dependen en gran medida de las condiciones del suelo donde se realice el ensayo (esta es precisamente su limitación principal) y donde se introducen altos coeficientes de seguridad, de ahí que sean sus valores los más bajos. Meyerhof (1976) obtiene los coeficientes de capacidad de carga a partir de un estudio teórico de la falla del suelo, basado en la envolvente de falla de Mohr – Coulomb, donde la superficie de falla describe espirales logarítmicas que siempre se cierran, sin embargo, el análisis se hace en un estado tensional plano, sin tener en cuenta el comportamiento espacial del fenómeno analizado.

Podemos concluir entonces que los valores obtenidos mediante la modelación por el MEF son los más acertados, ya que se obtuvieron mediante la modelación matemática y ajustes de los resultados obtenidos por los autores anteriores, por lo que la expresión para el cálculo de Nq será:

$$Nq = 10^{0.073\phi - 0.575} \quad \text{exp 2.7}$$

2.2.1. b. Análisis comparativo del aporte a fricción.

Para la determinación del aporte a fricción, como ya se analizó, las bibliografías consultadas [Sowers (1977), Jiménez (1994)] establecen que esta depende de la fricción que se genera entre el suelo y las caras del pilote y viene dada por la expresión:

$$f_{oi} = m \cdot k_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot \tan(\phi)$$

Es precisamente el coeficiente de empuje de tierra (k_s) el término de mayor dificultad precisar ya que depende del estado de empuje de tierras que se genera en las caras del pilote y es este factor el que vamos a analizar.

Autor.	Expresión.	Valor.
--------	------------	--------

Das (1999), Propuesta de Norma (1989)	$1-\text{sen}(\varphi)$	0.66 ~ 0.36
Mayne y Kulhway (1991)	$(1-\text{sen}(\varphi)) \cdot \text{OCR}^{\text{sen}(\varphi)}$	0.69 ~ 0.54
American Petroleum Institute (API) (1984)	-	1.00 ~ 0.80
MEF(2002)	¡Error! No se pueden crear objetos modificando códigos de campo.	0.63 ~ 0.54 (tomando como valor de Z_c , 20D)

Tabla 2.5 Valor del coeficiente de empuje propuesto por diferentes autores.

Es válido señalar que en la modelación mediante el MEF solo se tiene en cuenta la superficie de deslizamiento y el suelo alrededor de las caras del pilote y no se tiene en cuenta el aporte en punta, por lo que es válida únicamente para pilotes fundidos "in situ", ya que para el caso de pilotes hincados el suelo alrededor del mismo puede variar sus propiedades, lo cual es muy difícil de evaluar. Tampoco tiene valor para otros materiales de los que pueden estar constituidos los pilotes (acero, madera...), pues el coeficiente que evalúa el material se tomó igual a 1. Por otra parte los empujes de tierra (k_s) que se obtienen con la expresión resultado del análisis por este método coinciden con lo planteado por Bowles (1984) y Kay (1999) ($k_0 < k_s < 2 \cdot k_0$). Se corrobora entonces que la expresión para el cálculo del coeficiente de empuje de tierras k_s sea la dada por el MEF:

¡Error! No se pueden crear objetos modificando códigos de campo.

exp 2.8

2.2.1. c. Análisis comparativo de la capacidad de carga

A continuación y finalmente se presentan los resultados de carga de rotura aplicando las diferentes formulaciones analizadas anteriormente. Para comparar estos resultados se trataron varios ejemplos donde se varió la longitud (L), el diámetro (D) y el ángulo de fricción interno (φ) del suelo, obteniéndose resultados que permiten evaluar la capacidad de carga del pilote aislado.

Diámetro (m)	Capacidad de carga última (Q_u) en kN. Pilote L = 5 metros.					
	φ (°)	MEF	Propuesta de Norma		Caquot-Kerisel	Meyerhof
			Actual	Modificada		
0.4	25	235	199	345	570	191
	30	491	426	547	1052	521
	35	1197	1172	1045	2027	1173
	40	2726	2325	1900	4150	3642

0.6	25	527	573	785	1047	435
	30	1077	983	1314	1964	1185
	35	2684	1990	2545	3861	2665
	40	6137	3563	3359	8083	8256
0.8	25	935	1344	1226	1653	785
	30	1889	1540	2080	3138	2129
	35	4764	2808	4044	6253	4783
	40	10913	4800	4727	13281	14783
1.0	25	1459	1685	1933	2391	1243
	30	2928	2419	3325	4578	3359
	35	7436	4425	6507	9213	7545
	40	17054	7639	10622	19762	2326
1.2	25	2100	2025	2641	3263	1814
	30	4193	3299	4570	6289	4885
	35	10701	6042	8970	12748	10967
	40	24561	10469	16518	27548	33740

Tabla 2.6 Capacidad de carga última del pilote.

Diámetro (m)	Capacidad de carga última (Q_u) en kN. Pilote L = 10 metros.					
	ϕ (°)	MEF	Propuesta de Norma		Caquot-Kerisel	Meyerhof
			Actual	Modificada		
0.4	25	468	261	897	1777	377
	30	944	520	1348	3192	1032
	35	2382	1281	2230	5943	2323
	40	5457	3544	3916	11700	7232
0.6	25	1050	927	1826	3044	854
	30	2096	1954	2843	5549	2336
	35	5351	5155	5177	10535	5253
	40	12280	6836	10023	21221	16333

0.8	25	1865	1594	2758	4564	1529
	30	3701	3388	4538	8419	4173
	35	9504	9030	8124	16217	9384
	40	21834	10128	15204	33207	29143
1.0	25	2912	2831	3412	6340	2405
	30	5759	5648	7122	11806	6554
	35	14843	10797	13457	22999	14733
	40	34118	16066	15204	47683	45702
1.2	25	4192	4817	5758	8375	3486
	30	8271	10681	9707	15714	9486
	35	21366	12565	17758	30890	21319
	40	49133	22004	33686	64668	66049

Propuesta de Norma modificada $Z_c = 20\text{-D}$

Tabla 2.7 Capacidad de carga última del pilote.

En las tablas anteriores podemos apreciar que los resultados obtenidos mediante el MEF en todos los casos son menores que los propuestos por Caquot-Kerisel (1964) y mayores que los de la Propuesta de Norma (1989) y Meyerhof (1976). Para el caso de Caquot – Kerisel (1964) la diferencia está dada por los altos valores del coeficientes de capacidad de carga N_q con los que trabaja y los valores de tensión horizontal en la punta del pilote. Con respecto a la Propuesta de Norma (1989) la diferencia viene dada por los bajos valores de tensión horizontal con los que trabaja que para $\varphi < 35^\circ$ puede representar la mitad del aporte en punta. Sin embargo, si se recalculan los pilotes aplicando esta misma metodología considerando la profundidad crítica 20-D los resultados son similares a los del MEF y solo para los valores de $\varphi < 25^\circ$ los valores de carga de rotura son superiores.

❖ Pruebas de carga en suelos predominantemente friccionales

Para comparar los resultados obtenidos por diferentes formulaciones y los de pruebas de carga en suelos predominantemente friccionales se tomaron ejemplos de dos pruebas de carga de Ibáñez (2002).

P-1: Pilote de 8 metros de longitud y 0.32 metros de diámetro que atraviesa tres estratos arenos-arcillosos.

Parámetros de resistencia del suelo

Profundidad	Cohesión	Áng. Fricc.interno (φ)
1	3	28

2	-	28
6	22	31

P-2: Pilote cuadrado de 10 metros de longitud y 0.25 metros de ancho b, que atraviesa dos estratos en suelos arenosos.

Características del suelo

	Suelo 2	Suelo 4
Espesor (m)	2	4
Descripción	Limo	Arena
Cohesión	-	-
φ°	25	43

En la siguiente tabla se muestran los valores de carga última.

Ensayo	Qu (kN)	MEF (kN)	% Dif.	Propuesta de Norma (kN)				Meyerhof (kN)	% Dif.	Caquot (kN)	% Dif.
				Actual	% Dif.	Modificada	% Dif.				
P-1	423	425	+1	365	-13	417	-2	451	+4	600	+30
P-2	1050	1005	-3	760	-28	969	-8	1043	+4	1200	+50

Tabla 2.8 Resultados de las pruebas de cargas en suelos predominantemente friccionales.

Propuesta de Norma Actual – Coeficientes actuales,

Propuesta de Norma Modificada – Coeficientes propuestos.

En esta tabla se puede apreciar claramente la validez de todas las expresiones antes propuestas, pues comparando el MEF y a Propuesta de Norma (1989), al limitar esta el valor de Z_c y trabajar con el coeficiente de empuje de reposo, obtiene resultados de carga última bajos y a la vez diseños antieconómicos y considerando las expresiones propuestas en el epígrafe anterior, sin embargo, los resultados son similares a los obtenidos en las pruebas de carga, (los porcentos de diferencias son los menores de todos) demostrando una vez más que pueden ser aplicadas.

2.2.2 Análisis comparativo de las formulaciones para determinar la capacidad de carga de las cimentaciones sobre pilotes en los suelos cohesivos.

Para el caso de pilotes apoyados en suelos cohesivos la capacidad de carga no depende del estado tensional en la punta y las caras del mismo, sino de la

adherencia del suelo en las caras del mismo y de la resistencia a cortante del suelo bajo la punta del pilote ($S=C$). En el trabajo, de forma similar a como se hizo para suelos friccionales, se realizan comparaciones entre varios autores a fin de averiguar cuáles de las expresiones son las más acertadas en el cálculo del aporte en punta y el aporte a fricción.

2.2.2. a. Análisis del aporte en punta.

Todas las normativas consultadas concuerdan con expresar el aporte en punta en función de la cohesión y el diámetro del pilote:

$$q_p = C \cdot N_c \cdot d_{sc} \quad \text{exp 2.9}$$

donde el coeficiente N_c toma valores entre 6 y 12 [Jiménez (1994)].

Se decide tomar entonces los valores de N_c como se expresa en la Propuesta de Norma (1989).

$N_c=9$ para $D < 0.5\text{m}$

$N_c=7$ para $0.5 < D < 1.0\text{m}$

$N_c=6$ para $D > 1.0\text{m}$

2.2.2. b. Análisis del aporte a fricción.

Sin duda alguna es el valor de la fricción unitaria (f_{oi}) el de mayor interés para el caso de los suelos cohesivos. Como se analizó anteriormente este valor, por lo general, se obtiene de multiplicar la cohesión por un coeficiente α ($f_{oi} = \alpha \cdot C_u$).

- ✓ A continuación mostramos los resultados obtenidos siguiendo el procedimiento seguido por el MEF (Ibañez 2002):

		Longitud 5 metros.					Longitud 10 metros.				
C (kPa)	Diámetro (m)	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
40		230	338	445	552	660	456	683	909	1141	1373
80		282	425	567	743	918	569	898	1225	1509	1799
120		369	553	736	921	1107	740	1120	1503	1893	2283
160		393	569	746	982	1221	850	1260	1674	2026	2381

Tabla 2.9 Aporte a fricción (Q_f) en kN

Despejando de la expresión $f_{oi} = \alpha \cdot C_u$ se obtienen los siguientes valores de α :

		Longitud 5 metros.					Longitud 10 metros.					
C (kPa)	Diámetro (m)	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	α medio
40		0.916	0.912	0.908	0.893	0.886	0.904	0.884	0.875	0.887	0.911	0.90
80		0.562	0.564	0.566	0.565	0.564	0.609	0.609	0.609	0.601	0.596	0.58
120		0.490	0.49	0.491	0.489	0.488	0.498	0.498	0.498	0.501	0.505	0.49
160		0.391	0.415	0.423	0.402	0.371	0.461	0.483	0.504	0.456	0.395	0.40

Tabla 2.10 Coeficiente de fricción α .

Estos resultados se corresponden con los consultados en Ibáñez (2002) y con cierto grado de aproximación a los propuestos por Reese (1984). Se puede entonces determinar el valor de α como sigue:

$\alpha = 0.90$	para	$C < 40$ kPa	
$\alpha = 0.58$	para	$40 < C < 80$ kPa	
$\alpha = 0.49$			para $80 < C < 120$ kPa
$\alpha = 0.40$	para	$120 < C < 160$ kPa	

Esto se puede observar en la siguiente tabla:

Autor.	Expresión.	α .
Norma Cubana (1989)	$\alpha = \frac{700 - C_u}{1500} \quad 100 < C_u < 400 \text{ kPa}$ $\alpha = \frac{1250 - 8.5 \cdot C_u}{1000} \quad 30 < C_u < 100 \text{ kPa}$	$C = 40 \text{ kPa } \alpha = 0.91$ $C = 80 \text{ kPa } \alpha = 0.57$ $C = 120 \text{ kPa } \alpha = 0.38$ $C = 160 \text{ kPa } \alpha = 0.36$
Sowers(1977), Simons (1977).	$\alpha = 0.9 \quad C_u < 50 \text{ kPa}$ $\alpha = \frac{0.3}{C_u} + 0.294 \quad C_u > 50 \text{ kPa}$	$C = 40 \text{ kPa } \alpha = 0.91$ $C = 80 \text{ kPa } \alpha = 0.66$ $C = 120 \text{ kPa } \alpha = 0.54$ $C = 160 \text{ kPa } \alpha = 0.48$
Reese (1984)	$\alpha = 0.9 \quad C_u < 50 \text{ kPa}$	$C = 40 \text{ kPa } \alpha = 0.90$ $C = 80 \text{ kPa } \alpha = 0.60$

	$\alpha = 0.9 \cdot C_u - \frac{0.35 \cdot C_u}{(2 \cdot C_u - 1)} \quad 50 \sim 150 \text{ kPa}$ $\alpha = 0.2 \quad C_u > 150 \text{ kPa}$	C = 120 kPa $\alpha = 0.52$ C = 160 kPa $\alpha = 0.42$
MEF(2002)	$\alpha = \frac{1250 - 8.5 \cdot C_u}{1000} \quad C_u < 50 \text{ kPa}$ $\alpha = \frac{768 - 2.3 \cdot C_u}{1000} \quad 50 < C_u < 160 \text{ kPa}$	C = 40 kPa $\alpha = 0.91$ C = 80 kPa $\alpha = 0.58$ C = 120 kPa $\alpha = 0.49$ C = 160 kPa $\alpha = 0.40$

Tabla 2.11 Coeficiente α .

Como se aprecia para valores pequeños de cohesión ($C < 50$ kPa) todos los autores proponen $\alpha = 0.9$. Para el caso de suelos con cohesión superior a 50 kPa, los valores propuestos por Sowers (1977), resultan ser los mayores, siendo todo lo contrario para el caso de la Propuesta de Norma (1989); notándose cierta similitud entre los valores propuestos por Reese (1984) y los obtenidos por el MEF. Corroboramos entonces los resultados del Método de los Elementos Finitos, pues se adecuan a los resultados de la literatura consultada, Ibáñez (2002).

2.2.2. c. Análisis comparativo de la capacidad de carga.

Comparando los diferentes autores se obtienen los siguientes resultados:

	Capacidad de carga última (Q_u) en kN. Pilote L = 5 metros.				
Diámetro (m)	C (kPa)	MEF	Propuesta de Norma	Caquot-Kerisel	Reese
0.4	40	278	271	298	256
	80	367	377	585	361
	120	504	422	871	482
0.6	40	436	432	482	415
	80	593	616	938	603
	120	825	714	1394	814
0.8	40	595	592	690	573
	80	818	854	1333	844
	120	1145	1005	1976	1146
1.0	40	780	660	921	762
	80	1112	985	1769	1147
	120	1577	1347	2617	1569

1.2	40	962	728	1175	950
	80	1398	1115	2246	1447
	120	2007	1688	3316	1990
Capacidad de carga última (Q_u) en kN. Pilote L = 10 metros.					
0.4	40	505	497	561	482
	80	669	663	1099	663
	120	740	708	1636	874
0.6	40	786	772	885	754
	80	1075	1046	1718	1056
	120	1329	1139	2552	1403
0.8	40	1067	1045	1239	1025
	80	1481	1427	2384	1447
	120	1918	1568	3530	1930
1.0	40	1372	1345	1622	1339
	80	1873	1845	3098	1874
	120	2555	2065	4575	2568
1.2	40	1677	1643	2032	1651
	80	2264	2261	3857	2300
	120	3192	2563	5682	3205

Tabla 2.12 Capacidad de carga última del pilote.

Se puede observar coincidencia entre los valores de Reese (1984) y los del MEF, a pesar que este último, cuando los diámetros o la cohesión son grandes, obtiene valores que difieren bastante de los demás métodos, porque en el modelo se tiene en cuenta la interacción en las caras del pilote y esto interviene en los resultados finales.

Decidimos tomar entonces los valores de α propuestos por el Método de los Elementos Finitos, que como se verá a continuación se corresponden en gran medida con los resultados de pruebas de cargas.

Pruebas de carga en suelos predominantemente cohesivos.

Al igual que para los suelos predominantemente friccionales, se realizaron comparaciones entre las expresiones propuestas por los diferentes autores y pruebas de carga obtenidas de (Ibáñez 2002). Ahora son cuatro pruebas, cuyas características se exponen a continuación.

P-1: Pilote de 14 metros de longitud y 0.18 metros de diámetro que atraviesa dos estratos de suelos.

Resultados de los ensayos de campo.

Parámetro	Suelo 1	Suelo 2
Espesor	6m	8m
Nspt	3	7.3
Qc	920.8 kPa	2473 kPa
E	1.72	1.52
N	63.1%	60.0%
Γ	13.6 kN/m ³	15.5 kN/m ³
C	27.7 kPa	58.7 kPa
ϕ°	30°	22°

P-2: Pilote de 6 metros de longitud y 0.3 metros de diámetro que atraviesa dos estratos arcillo limosos de baja compresibilidad.

Parámetro	Suelo 1	Suelo 2
Espesor	4.5m	2.5m
Descripción	CL	ML
Nspt	0-9	9-35
Cohesión	25 kPa	103 kPa

P-3: Pilote “benoton” de 25 metros de longitud y 1.00 metro de diámetro que atraviesa varios estratos arcillo limosos.

Parámetros de resistencia del suelo.

Profundidad	Cohesión	Áng. Fricc.interno (ϕ)
1	3	28
2	-	28
6	22	31

P-4: Pilotes de 0.30 metros de diámetro que atraviesan 3 estratos de suelo con longitud variable. En este caso se ensayaron 5 pilotes variando su longitud entre 8 y 9 metros.

Características del suelo

	Suelo 1	Suelo 3
Espesor	3m	4m

Descripción	Arena arcillosa	Arena arcillosa
Cohesión(kPa)	2	14
ϕ°	25	17

En la tabla se presentan los valores de carga última de trabajo aplicando diferentes formulaciones:

Ensayo	Qu (kN)	MEF (kN)	% Dif.	Propuesta de Norma (kN)	% Dif.	Caquot (kN)	% Dif.	Reese (kN)	% Dif.
P-1	262	256	-3	250	-4	341	+23	291	+12
P-2	240	225	-7	220	-9	290	+17	240	0
P-3	6000	5300	-11	5100	-17	8900	+32	5425	-10
P-4	320	311	-3	250	-21	466	+32	330	-4

Tabla 2.13 Resultados de las pruebas de cargas en suelos predominantemente cohesivos.

Nuevamente los resultados obtenidos mediante el Método de los Elementos Finitos son los más similares a las pruebas de carga, al igual que lo son los valores de la Propuesta de Norma; esto se debe fundamentalmente a la concordancia entre los coeficientes de capacidad de carga (N_c) y de adherencia (α) utilizados en los cálculos. Para el caso de las formulaciones de Caquot-Kerisel, se sobrestima la carga última de los pilotes ensayados debido a los altos coeficientes de capacidad de carga que usa. Esta tabla demuestra una vez más la validez de las expresiones propuestas por el MEF, para su incorporación a la nueva Propuesta de Norma.

3. Solución para el caso de los suelos cohesivos-friccionales (C- ϕ).

Para el caso de los suelos cohesivos-friccionales (C- ϕ) se convierte el suelo en un suelo equivalente de acuerdo a los planteamientos siguientes:

- Si $\phi < 25$, el suelo es predominantemente cohesivo, y por tanto se convertirá en un suelo cohesivo equivalente, donde $C_{equivalente}$ será:

$$C_{eq} = \frac{qfm \cdot \text{sen}(\phi) + C \cdot \cos(\phi)}{(1 + \text{sen}(\phi))}$$

donde:

A: coeficiente de Skempton (1951)

qfm – Presión media en las caras del pilote

- Si $\phi > 25$, el suelo es predominantemente friccional y se convertirá en un suelo friccional equivalente donde $\phi_{equivalente}$ será:

$$\operatorname{tg}^{-1}(\varphi_{eq}) = \operatorname{tg}^{-1} \frac{k_s \cdot q_{fm} \cdot \operatorname{tg} \varphi + C}{k_s \cdot q_{fm}}$$

donde:

$K_s = 1 - \operatorname{sen} \varphi$ (Empuje pasivo de Rankine)

$$C_{eq} = \frac{q_{fm} \cdot \operatorname{sen}(\varphi) + C \cdot \cos(\varphi)}{(1 + \operatorname{sen}(\varphi))}$$

$$\operatorname{tg}^{-1}(\varphi_{eq}) = \operatorname{tg}^{-1} \frac{k_s \cdot q_{fm} \cdot \operatorname{tg} \varphi + C}{k_s \cdot q_{fm}}$$

4. Análisis de la fricción negativa

Como se trató en el Capítulo I, el fenómeno de la fricción negativa consiste en una sobrecarga que debe resistir el pilote al “colgarse” un suelo consolidable en sus caras. La Propuesta de Norma (1989) define que la longitud que genera fricción negativa es la propia longitud del estrato del suelo compresible; sin embargo Ibáñez (2002) expresa que para el cálculo de esta longitud se debe tener en cuenta la relación existente entre el desplazamiento o acortamiento del pilote y la consolidación del suelo.

Concordamos con este criterio, pues se demostró que, en efecto, para pequeños valores de deformación del pilote, todo el estrato genera fricción negativa; pero en la medida que aumenta la deformación del pilote producto de las cargas externas a las que está sometido, los desplazamientos de este serán mayores que los del suelo, por lo que el espesor que genera fricción negativa disminuye.

5. Análisis de la eficiencia del grupo

La obtención de nuevas expresiones para el cálculo de la eficiencia del grupo sería un proceso bastante dificultoso, debido, sobre todo, a la gran cantidad de ensayos a escala real que se tendrían que hacer para validar alguna formulación. Por esta razón decidimos tratar este tema en la nueva propuesta de norma de igual forma que se trató en el anteproyecto de Norma (1989).

6. Análisis del fallo en grupo

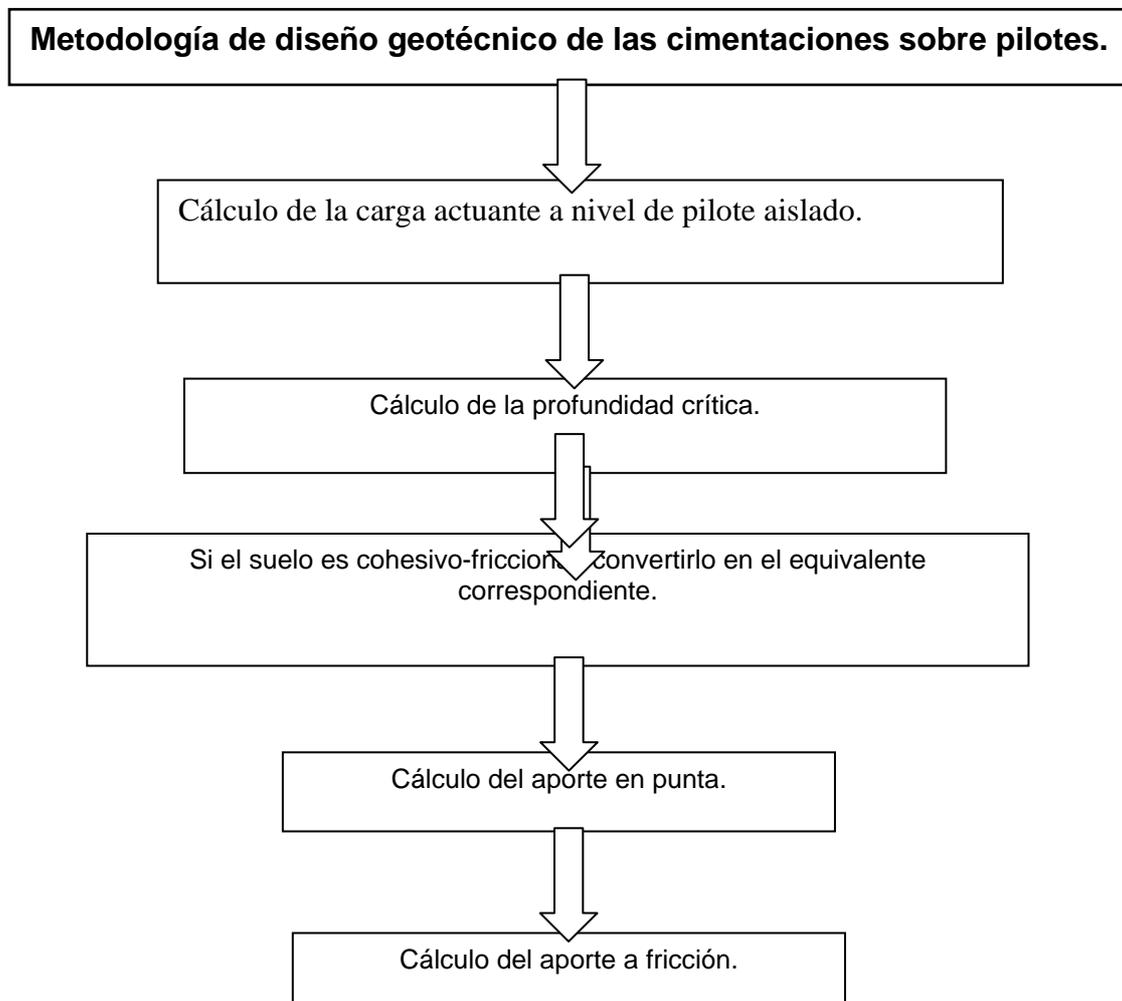
Debería realizarse un estudio espacial (3D) para modelar adecuadamente el comportamiento de la trilogía pilote-encepado-suelo en la situación de falla en bloque. Debido a las limitaciones de software potentes para la modelación en 3D, este tema se tratará de la misma manera que lo trata la actual Propuesta de Norma.

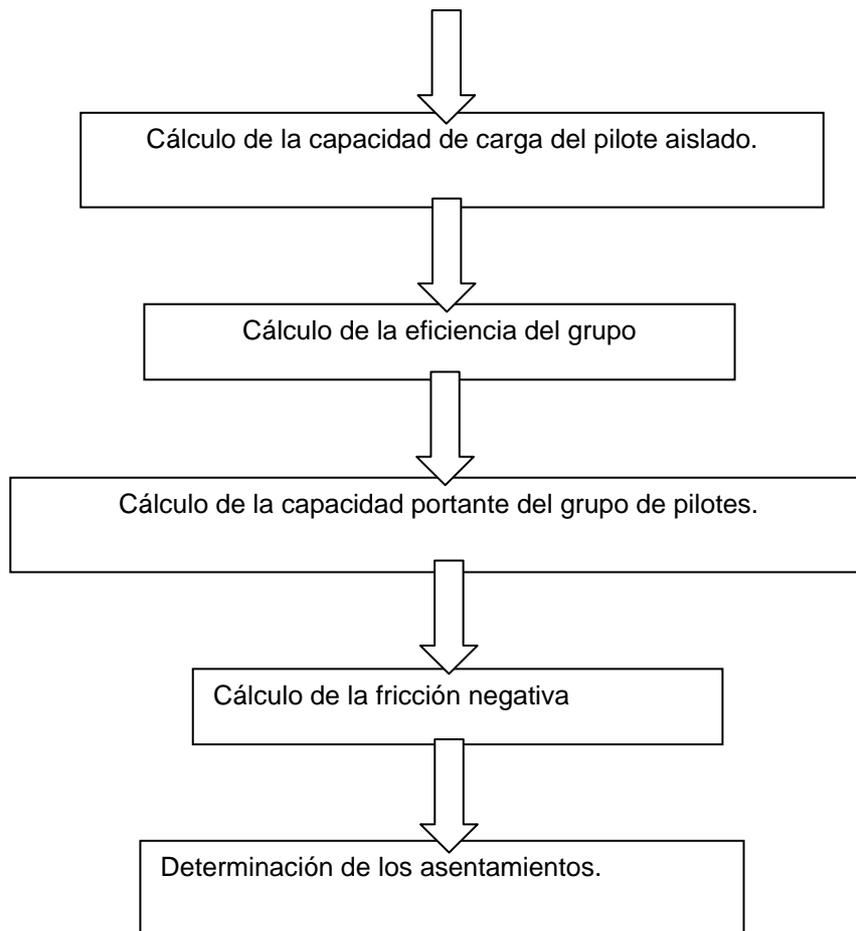
7. Cálculo de los asentamientos en la base de los pilotes.

Como se describió en el Capítulo I, para el cálculo de los asentamientos en la base de los pilotes existen múltiples criterios y cada uno de ellos es válido para una situación dada, por tanto tomaremos las expresiones utilizadas en la Propuesta de Norma (1989), que son las que más se adecuan a las condiciones de los suelos de nuestro país.

8. Metodología de diseño de cimentaciones sobre pilotes.

Después de analizar las distintas formulaciones para el diseño de las cimentaciones sobre pilotes, se propone la siguiente metodología:





Conclusiones parciales

Después de analizar este capítulo llegamos a las siguientes conclusiones.

1. Se corroboran los criterios obtenidos de la modelación por el Método de los Elementos Finitos, y, por tanto, se incorporarán a la nueva Propuesta de Norma las siguientes expresiones:

2. Para la determinación de la profundidad crítica en los suelos friccionales:

$$Z_c = 20 \cdot D,$$

3. Para el cálculo del coeficiente de capacidad de carga en el aporte en punta de los suelos friccionales.

$$N_q = 10^{0.073\varphi - 0.575}$$

4. Para determinar el coeficiente de empuje de Rankine en el cálculo del aporte a fricción de los suelos friccionales.

¡Error! No se pueden crear objetos modificando códigos de campo.

5. Se corrobora el uso de las expresiones de la actual Propuesta de Norma en la determinación del coeficiente de capacidad de carga (N_c) en el aporte en punta de los suelos cohesivos.

6. Para el cálculo del coeficiente α en el aporte a fricción de los suelos cohesivos.

$$\alpha = \frac{1250 - 8.5 \cdot C_u}{1000} \text{ para } C_u < 50 \text{ kPa, y } \alpha = \frac{768 - 2.3 \cdot C_u}{1000} \text{ para } 50 < C_u < 160 \text{ kPa;}$$

7. Se incorporará la solución para los suelos cohesivos friccionales y las expresiones para el cálculo de las características físico-mecánicas equivalentes:

➤ Si $\varphi < 25$, el suelo es predominantemente cohesivo, y por tanto se convertirá en un suelo cohesivo equivalente, donde

$C_{\text{equivalente}}$ será:

$$C_{eq} = \frac{qfm \cdot \text{sen}(\varphi) + C \cdot \cos(\varphi)}{(1 + \text{sen}(\varphi))}$$

➤ Si $\varphi > 25$, el suelo es predominantemente friccional y se convertirá en un suelo friccional equivalente donde $\varphi_{\text{equivalente}}$ será:

$$\text{tg}^{-1}(\varphi_{eq}) = \text{tg}^{-1} \frac{ks \cdot qfm \cdot \text{tg } \varphi + C}{ks \cdot qfm}$$

8. Puede llegarse a una disminución de la carga actuante a nivel del pilote, si se tiene en cuenta el aporte del terreno, en la medida en que disminuye la diferencia entre los módulos de deformación del suelo bajo la punta del pilote y bajo el cabezal.

9. Puede tomarse como valor práctico para relaciones entre los módulos de deformación del suelo bajo la punta del pilote (E_{op}) y bajo el cabezal (E_o) entre 2 y 3 ($2 < E_{op}/E_o < 3$) una reducción de un 5% a un 26 % respectivamente de la carga total para los pilotes individuales.

NORMA CUBANA

Obligatoria

Diseño Geotécnico de Cimentaciones sobre Pilotes. Método de Cálculo y de Diseño.

Descriptores:

2008

ICS: 99.999; 99.999

REPRODUCCION PROHIBIDA

**Oficina Nacional de Normalización (NC) Calle E No. 261 Vedado, Ciudad de La Habana.
Teléf.: 30-0835 Fax: (537) 33-8048 E-mail: ncnorma@ceniai.inf.cu**

Prefacio

La Oficina Nacional de Normalización (NC), es el Organismo Nacional de Normalización de la República de Cuba que representa al país ante las Organizaciones Internacionales y Regionales de Normalización.

La preparación de las Normas Cubanas se realiza generalmente a través de los Comités Técnicos de Normalización. La aprobación de las Normas Cubanas es competencia de la Oficina Nacional de Normalización y se basa en evidencias de consenso.

© NC, 1998

Todos los derechos reservados, a menos que se especifique, ninguna parte de esta publicación podrá ser reproducida o utilizada por alguna forma o medios electrónicos o mecánicos, incluyendo las fotocopias o microfilmes, sin el permiso previo escrito de:

Oficina Nacional de Normalización (NC).

Calle E No. 261 Ciudad de La Habana, Habana 3. Cuba.

Impreso en Cuba

Contenido

- 1. Objetivo y alcance.**
- 2. Notación y Simbología.**
- 3. Generalidades.**
- 4. Términos y definiciones.**
- 5. Metodología para la determinación de los parámetros físicos y mecánicos de los suelos y rocas.**
- 6. Bases para el cálculo.**
- 7. Combinaciones de carga para el diseño.**
- 8. Determinación de las cargas que actúan sobre los pilotes.**
- 9. Dimensionamiento de pilotes trabajando a tracción según criterio de estabilidad.**
- 10. Dimensionamiento del grupo de pilotes atendiendo al criterio de estabilidad sometidos a cargas horizontales.**
- 11. Dimensionamiento del grupo de pilotes atendiendo al criterio de deformación.**
- 12. Efecto de la fricción negativa en los pilotes.**
- 13. Bibliografía.**

Introducción

En el documento que se muestra a continuación no se modifican los coeficientes utilizados para minorar las características físico mecánicas del suelo, ni los coeficientes obtenidos en investigaciones anteriores aplicando la teoría de la seguridad al cálculo de la capacidad de carga de cimentaciones sobre pilotes. Además, aunque se incluye en el documento lo referente a las cargas horizontales y el cálculo de los asentamientos, se adoptan las expresiones existentes ya que no se cuentan con resultados experimentales y modelaciones que justifiquen su modificación, además de no ser un objetivo del trabajo. Este documento coincide con el formato utilizado para la confección de Normas Cubanas en la Construcción y en él se trató de uniformizar la notación y simbología que se utiliza en el país en lo referente a la mecánica de suelos.

Diseño Geotécnico de Cimentaciones sobre Pilotes. Método de Cálculo y de Diseño.

1. OBJETIVO Y ALCANCE

Se presentan los conceptos básicos para el Diseño y Construcción de fundaciones profundas, proporcionando una guía adecuada para la aplicación de técnicas y métodos de cálculo de estos tipos de fundaciones. Se analizan desde el punto de vista geotécnico, las condiciones y factores del medio ambiente físico que influyen en la zona de localización de las obras desde el punto de vista geotécnico.

Objetivos:

Diagnosticar los factores de las condiciones geotécnicas del lugar de localización de las obras con fundaciones profundas de tipo pila o pilote.

Usar apropiadamente los métodos de diseño para el dimensionamiento de las obras sobre fundaciones profundas.

Aplicaciones de los conocimientos adquiridos en los ramos de la especialidad y de los conceptos físicos para la solución de obras de este tipo de complejidad.

2. NOTACIÓN Y SIMBOLOGÍA

Signos:

La "prima", signo de acento o apóstrofe (') indica tensiones efectivas.

Una barra encima de un símbolo se aplica al "valor medio".

El prefijo " δ " o " Δ " indica un incremento.

"**" significa una mayoración de las cargas actuantes.

Un subíndice "k" significa valor característico.

Un subíndice "c" significa valor de cálculo.

Simbología utilizada para las características de los suelos:

c_u : cohesión no drenada del suelo.

E_o : módulo de deformación general del suelo.

I_p : índice de plasticidad del suelo ($w_L - w_P$), o bien ($L_L - L_P$)

I_L : índice de fluidez, definido por ($w - w_P$) / I_p

w_L : límite líquido.

w_P : límite plástico.

w : humedad natural.

γ : peso específico del suelo en estado natural.

γ' : peso específico sumergido.

ϕ' : ángulo de fricción interna efectivo del suelo.

$\gamma_{\tan\phi}$: coeficiente de estimación del ángulo de fricción característico del suelo.

γ_{gc} : coeficiente de estimación de la cohesión característica del suelo.

σ'_{zg} : presión efectiva vertical por peso propio del suelo.

σ'_z : presión efectiva vertical.

σ'_{zp} : incremento de la presión efectiva vertical.

q_{sc} : sobrecarga circundante alrededor de la cimentación de pilotes.

q' : presión efectiva a nivel de solera de la cimentación de pilotes.

K : coeficiente de balasto del suelo (kN/m^3)

R : resistencia a compresión no confinada de los núcleos de roca.

\bar{R} : valor promedio de la resistencia límite a compresión axial del suelo rocoso en condiciones de humedad natural con relación de (diámetro/altura) de la muestra igual a dos (2).

γ_{gR} : coeficiente de estimación de la resistencia característica de la roca.

γ_{gp} : coeficiente de estimación de la resistencia de cálculo en punta del pilote.

γ_{gf} : coeficiente de estimación de la resistencia de fuste del pilote.

Simbología utilizada para las cargas actuantes.

N' : carga vertical en la unión de la columna con el cabezal.

Q_C : peso del cabezal del pilote.

Q_R : peso del rehincho que actúa sobre el cabezal.

N: carga vertical actuante sobre el grupo de pilotes, suma de todas las solicitaciones, definida por:

$$N = N' + Q_C + Q_R$$

H: carga horizontal actuante en la unión del cabezal con la columna sobre el grupo de pilotes.

M': momento flector actuante sobre el grupo de pilotes en la unión del cabezal con la columna.

N*: carga vertical mayorada en la unión de la columna con el cabezal.

N*: carga vertical mayorada actuante sobre el grupo de pilotes; suma de todas las solicitaciones, definida por:

$$N^* = N' + Q_C + Q_R$$

H*: carga horizontal mayorada actuante en la unión del cabezal con la columna sobre el grupo de pilotes.

M*: momento flector mayorado actuante sobre el grupo de pilotes en la unión del cabezal con la columna.

M: momento actuante resultante sobre el grupo de pilotes a nivel de solera, alrededor de un eje que pasa por el centro de gravedad.

M*: momento mayorado actuante resultante sobre un grupo de pilotes a nivel de solera.

N_P: carga vertical actuante sobre un pilote.

H_P: carga horizontal actuante sobre un pilote.

M_P: momento actuante sobre un pilote.

N_P*: carga vertical mayorada actuante sobre un pilote.

H_P*: carga horizontal mayorada actuante sobre un pilote aplicada en la cabeza del mismo.

W_P: peso de un pilote.

M_P*: momento mayorado actuante sobre el pilote.

e: excentricidad de la carga vertical mayorada (N*)

e_B: módulo de elasticidad de la biela.

L_B: longitud de la biela, se toma igual a un metro.

A_B: sumatoria del área de todas las bielas en una fila.

nf: cantidad de pilotes de una fila.

a: distancia entre bielas.

A_V: suma de todas las áreas transversales de los pilotes de una fila.

A_P: área de la sección transversal de un pilote en la punta.

I_V: momento de inercia de la sección transversal del pilotes alrededor de un eje normal al plano vertical que contiene a las cargas.

a_i: longitud de los elementos verticales.

E_P: módulo de elasticidad del material del pilote.

A_H: área del elemento horizontal.

S_i: longitud de los elementos horizontales.

M_X*: momento flector en el centro de gravedad del cabezal a nivel de solera alrededor del eje X.

M_Y*: momento flector en el centro de gravedad del cabezal a nivel de solera alrededor del eje Y.

Y_i: distancia del eje del pilote al centro de gravedad del cabezal según el eje Y.

X_i: distancia del eje del pilote al centro de gravedad del cabezal según el eje X.

N_{P_i}*: carga vertical mayorada sobre un pilote.

H_{P_i}*: carga horizontal mayorada sobre un pilote.

n: número total de pilotes.

Simbología utilizada para las cargas resistentes.

Q_{VC}: carga vertical resistente por estabilidad de cálculo del pilote.

Q_{PK}: resistencia por la punta característica del pilote.

M_u: momento último resistente por la sección transversal del pilote.

M_g: momento máximo generado en el pilote por la acción del suelo.

Q_{FK}: resistencia por fuste característica del pilote.

Q_{VCg}: carga vertical resistente por estabilidad de cálculo del pilote en grupo.

Q_{HC}: carga horizontal resistente por estabilidad de cálculo del pilote.

ξ : eficiencia del grupo de pilotes.

Simbología utilizada para las características geométricas.

L: longitud total del pilote.

L_E : longitud de embebimiento del pilote dentro del estrato que le sirve de apoyo a la punta.

$L_{negativa}$: longitud del pilote en estratos que generan fricción negativa.

d: profundidad del nivel de solera.

d_e : profundidad de la base del cabezal.

h_e : penetración del pilote en el cabezal.

hc: peralte del cabezal.

D: diámetro del pilote.

P_p : perímetro del pilote.

b: lado menor del pilote.

S_p : espaciamiento entre pilotes.

B_p : distancia menor de extremo a extremo ocupado por los pilotes en el plano del cabezal.

L_p : distancia mayor de extremo a extremo ocupado por los pilotes en el plano del cabezal.

B_C : lado menor del cabezal.

L_C : lado mayor del cabezal.

e_H : excentricidad de la fuerza horizontal.

3. GENERALIDADES

3.1 El pilote es un elemento estructural esbelto, de forma prismática, que transmite las cargas que actúan sobre la superestructura de una obra. En este caso, se entiende como elemento estructural tipo pilote, cuando la relación entre la longitud del elemento y su dimensión transversal menor sea de 3:1, como mínimo. Los elementos estructurales que no cumplan esta condición quedan fuera del alcance de este texto. La dimensión transversal es su diámetro (D) ó su lado (b).

3.2 Clasificación de los pilotes:

3.2.1 Según su tecnología constructiva:

- Pilotes prefabricados de hormigón armado, metálico o de madera, hincados con ayuda de martillos sin extracción previa del suelo.
- Pilotes hincados por vibración, con o sin perforación del suelo.
- Pilotes de hormigón armado, con camisa, hincados, con relleno parcial o total de hormigón.
- Pilotes de hormigón fundido in situ o de hormigón armado.

Estos pilotes pueden ser elaborados en una sola pieza o formados por dos o más piezas de sección constante.

3.2.2 Según su forma de agruparse.

- Pilotes aislados
- Grupos de pilotes

3.2.3 Según la forma como transmiten la fuerza al suelo que lo sustenta.

- Apoyados.
- Flotantes.

Según su dimensión transversal menor.

- Micropilotes.....de 10 a 25 cm.
- de dimensión normal.....de 26 a 60 cm
- de gran diámetro.....más de 60 cm

3.2.4 Según su comportamiento ante fuerzas horizontales y momentos aplicados en su cabezal.

- Pilote cortos
- Pilotes largos

3.2.5 Según el tipo de fuerza que actúa sobre el pilote.

- A tracción.
- A compresión
- A flexión
- A flexo-tracción

- A flexo-compresión.
- 3.2.6 Según el tipo de material del pilote.

- De madera
- De hormigón
- De hormigón armado.
- De acero o metálico.

Pilotes combinados o mixtos.

3.2.7 Según la interacción suelo- pilote.

- Pilotes resistentes en punta.
- Pilotes resistentes en fuste o a fricción.
- Pilotes resistentes en fuste y a fricción simultáneamente.

3.2.8 Por la forma de la sección transversal.

- Cuadrados.
- Prismáticos.
- Tipo T
- Doble T
- Rectangulares
- Otros.

3.3 Aplicación de las fundaciones sobre pilotes.

La selección de las fundaciones sobre pilotes, así como el tipo de pilotes y la forma de la sección transversal se hace en dependencia de las condiciones concretas del área destinada a la obra, de los estudios e investigaciones ingeniero geológicas, de las variantes o alternativas estudiadas, de la evaluación del costo de cada variante de solución, de los materiales de construcción factibles a emplear, de la experiencia constructiva y de la tecnología constructiva.

3.3.1 Las fundaciones sobre pilotes se proyectan teniendo en cuenta: los resultados de los estudios mencionados, las características y condiciones de explotación, las cargas que actúan en la cimentación y las condiciones del lugar.

Los resultados de los estudios ingeniero-geológicos contendrán los datos que permitan seleccionar: el tipo de pilote, su longitud, el cálculo de su capacidad resistente, la forma de embebimiento del pilote, así como prever una posible variación del diseño durante el proceso constructivo y su explotación.

Es necesario realizar el control de la calidad de la construcción del pilote y su correlación con el proyecto.

En el proyecto de las fundaciones sobre pilotes se analizará la necesidad de efectuar mediciones de deformaciones en el cabezal y en los pilotes, especialmente cuando se hayan realizado insuficientes estudios de la obra y sobre todo, cuando la misma se realice en condiciones ingeniero geológicas complejas e incluso cuando existan limitaciones para el cumplimiento de los indicado en las normativas sobre deformaciones permisibles.

Las fundaciones sobre pilotes localizadas en condiciones difíciles o agresivas de medio ambiente se proyectarán siguiendo soluciones que proveen la protección del mismo, así como la seguridad contra su corrosión.

Interacción suelo-pilotes:

En caso de pilotes apoyados en suelos rocosos o en suelos poco compresible, su capacidad de carga vertical resistente por estabilidad viene dada predominantemente por su resistencia en punta. Se considera suelos poco compresibles aquellos cuyo módulo de deformación general (E_0) es igual o mayor a 100 000 kPa.

La cantidad mínima de pilotes en grupos son dos. La distancia mínima de espaciamiento (de centro a centro) entre pilotes en grupos se recomienda:

- 0.7 metros (distancia mínima permisible)
- 2,5 b ó 2,5 D en el caso de pilotes resistentes en punta.

- 3,0 b ó 3,0 D en el caso de pilotes flotantes.

1.3.8 La profundidad mínima de embebimiento (L_E) del pilote en el estrato de suelo donde está apoyada la punta, debe ser igual a D ó b

4. TÉRMINOS Y DEFINICIONES.

4.1.1 Pilote: Elemento constructivo de forma prismática y esbelto cuya relación entre su longitud y su dimensión transversal menor es de 3:1 y que transmite las cargas la suelo a través de su punta, su fuste o ambos.

4.1.2 Pilote aislado: Aquel que transmite la carga impuesta al suelo sin influencia de pilotes vecinos.

Pilotes en grupos: Aquel que transmite las cargas impuestas al suelo influyendo en los pilotes vecinos y es influido por ellos.

4.1.3 Grupos de pilotes: Conjunto de pilotes, los cuales forman un conjunto estructural.

4.1.4 Pilotes hincados: Pilotes que se fabrican de antemano y se introducen en el suelo por percusión, vibración u otro procedimiento.

4.1.5 Pilotes fundidos in-situ: Son los que se construyen en una perforación previa empleando o no camisas.

4.1.6 Pilotes cortos. Aquel, que al ser sometido a fuerzas horizontales, momentos o ambos, no se forma una rótula plástica en ningún punto de su longitud.

4.1.7 Pilote largo: Aquel que al ser sometido a fuerzas horizontales, momentos o ambos, se forma una rótula plástica en algún punto de su longitud.

4.1.8 Pilotes resistentes en punta: Cuando la contribución de la punta (resistencia por la punta) a la carga vertical resistente por estabilidad sea superior al 75 % de la carga actuante.

4.1.9 Pilote resistente por fuste: Cuando la contribución del fuste (resistencia por el fuste) a la carga vertical resistente por estabilidad es igual o superior al 75 % de la actuante.

4.1.10 Pilote resistente por punta y fuste: Pilote cuya resistencia está dada por la punta como por el fuste.

4.1.12 Pilotes sometidos a tracción: Los que transmiten la carga al suelo mediante el fuste.

4.1.13 Pilotes sometidos a flexión: Los que resisten solicitaciones no verticales que actúan sobre el cabezal mediante el fuste.

4.1.14 Coeficiente de carga (γ_f): Coeficiente que toma en cuenta las posibles desviaciones de las cargas con respecto a sus valores característicos.

4.1.15 Coeficiente de estimación de las propiedades físico mecánica de los suelos (γ_g): Coeficiente que toma en cuenta las posibles desviaciones de las propiedades físico mecánica características del suelo con respecto a sus valores medios.

4.1.16 Coeficiente de seguridad adicional (γ_s): Coeficiente que toma en cuenta la importancia del fallo de la cimentación, valorando para ello el tipo de construcción y las condiciones de trabajo de la cimentación.

4.1.17 Estado límite de deformación: Estado límite que garantiza que todos los desplazamientos o deformaciones que se originan en la cimentación debido a las cargas aplicadas a las mismas no sobrepasan los límites permisibles, de forma tal que se asegure la correcta explotación de la estructura.

4.1.18 Estado límite de estabilidad: Estado límite que garantiza que todas las cargas y tensiones a las que está sometido el suelo debido a la acción de la cimentación no sobrepasa los límites permisibles.

4.1.19 Profundidad de cimentación: Profundidad a la que está situada la punta del pilote.

4.2 Condiciones de trabajo de la Cimentación.

La clasificación de las condiciones de trabajo de la cimentación sobre pilotes se incluirá en el informe ingeniero-geológico del área de construcción de la obra.

Las condiciones de trabajo de la base de la cimentación están en función de la complejidad geotécnica del área sobre la que está situada la obra. Estas se clasifican en:

4.2.1 Condiciones favorables: Se consideran los siguientes aspectos:

No existen manifestaciones cársicas, empantana-mientos o deslizamientos. La estructura geológica, geomorfológica y topográfica es simple. El conjunto de los elementos litológicos (rocas y semirocas) son homogéneos. Los suelos aluvionales, eluviales y deluviales están distribuidos en forma homogénea, existiendo poca variabilidad en los valores de sus propiedades físico-mecánicas. Las arcillas son duras y las gravas y arenas son compactas. Las aguas subterráneas no influyen sobre las fundaciones. El grado sísmico es menor o igual a 4.

4.2.2 Condiciones Normales: Se consideran los siguientes aspectos:

No existen condiciones de empantanamiento o deslizamiento. El desarrollo cársico está muy limitado en extensión y profundidad. Las oquedades o grietas están rellenas y sus dimensiones son muy pequeñas. Existen diferentes elementos litológicos (rocas y semirocas) cuya correlación es simple y sus características físicas similares.

La estructura geológica y geomorfológica es simple, aunque existen pliegues pocos desarrollados. Los suelos aluviales y deluviales tienen una estratificación bien definida y esta es prácticamente horizontal (buzamiento pequeño) existiendo poca variación en sus propiedades físico-mecánicas. Las arcillas son duras a firmes. Las gravas y las arenas son compactas a medias. Las aguas subterráneas tienen poca influencia sobre las fundaciones. El grado de sísmico es mayor de 4 y menor que 7.

4.2.3 Condiciones Desfavorables. Se consideran los siguientes aspectos:

Existen manifestaciones de empantanamiento, deslizamientos y cársicas. Este está desarrollado en extensión y profundidad. Las oquedades y grietas están abiertas y sus dimensiones son apreciables. Existen diferentes elementos litológicos (rocas y semirocas) en que su correlación es simple, su grado de alteración y agrietamiento es muy variable y sus propiedades físico-mecánicas son diferentes. Grado sísmico igual o mayor que 7.

La estructura geológica y geomorfológica es compleja, existiendo fuertes plegamientos, fallas y topografía abrupta. Los suelos aluviales, deluviales y eluviales tienen una estratigrafía y distribución errática con características físico-mecánicas muy variables. Existen suelos, expansivos y tubificables.

Las arcillas son blandas a muy blandas. Las arenas sueltas a muy sueltas. Las aguas subterráneas tienen gran influencia sobre las fundaciones.

4.3 Importancia de la Obra.

Las obras se clasifican según su importancia, de acuerdo a las consecuencias que pueden surgir de su fallo, en cuanto a la magnitud de las pérdidas de vidas humanas, económicas y ecológicas. Estas se clasifican en:

4.3.1 Categoría Especial:

Aquellas obras que su fallo puede ser catastrófico en pérdidas de vidas humanas, económicas y ecológicas, tales como centrales atómicas, reactores nucleares en centros de investigaciones, fábricas y almacenes de explosivos, productos químicos, radioactivos, bacteriológicos y otros.

4.3.2 Fallo muy Grave:

Aquellas obras que su fallo puede ocasionar muchas pérdidas humanas, grandes pérdidas económicas y ecológicas, tales como centrales termoeléctricas, siderúrgicas, silos de más de 30 metros de altura, industrias, almacenes e instalaciones de gran importancia económica. Edificios de viviendas y sociales de más de 10 plantas, teatros, estadios, terminales de transporte de pasajeros, puentes de ferrocarriles, autopistas y otros.

4.3.3 Fallo Grave: Aquella obra que su fallo puede ocasionar pocas pérdidas de vidas humanas, económicas y ecológicas, tales como edificios de viviendas entre 6 y 10 plantas y sociales entre 4 y 10 plantas. Silos entre 15 y 30 metros de altura. Industrias, almacenes e instalaciones de importancia económica media. Obras de fábrica, puentes y viaductos y otras.

4.3.4 Fallo Leve: Obras que su fallo tiene escasa probabilidad de producir pérdidas de vidas humanas y las pérdidas económicas y ecológicas son leves, tales edificios de viviendas de 5 plantas o menos. Naves agropecuarias, obras temporales, silos de menos de 16 metros de altura, edificios sociales de menos de 4 plantas e industrias. Almacenes e instalaciones no contempladas en los fallos anteriores.

5. Metodología para la determinación de los parámetros físicos y mecánicos de los suelos y rocas.

5.1 Los parámetros de resistencia al cortante de los suelos se determina mediante ensayos de resistencia cortante tales como cortantes directos (de laboratorio o campo), triaxiales, ensayos a compresión sin confinamiento lateral u obtenidos por otros métodos. En caso de que se empleen ensayos de laboratorio se procederá según:

Suelos arcillosos: (Arcillas y limos u otros suelos por los que pasa más del 12 % por el tamiz # 200).

- Ensayo de corte directo rápido, no consolidado, ni saturado.
- Ensayo triaxial rápido o no drenado (no consolidado)
- Ensayo a compresión sin confinamiento lateral (axial)

El parámetro que representa la resistencia al cortante de estos suelos será la cohesión no drenada (C_u). Esta se determinará de la siguiente forma:

5.1.1 Ensayo Triaxial:
$$C_u = \frac{\sigma_{D-rotura}}{2}$$

donde:

$\sigma_{D-rotura}$: Esfuerzo desviador de rotura en un ensayo donde la presión de cámara sea de 1 a 2 veces la presión vertical efectiva debido al peso propio a que se encontraba la muestra de suelo. Se determinará el valor promedio del esfuerzo desviador de rotura entre muestras ensayadas con similares grados de saturación e iguales presiones de cámara y donde todos los testigos de un mismo sondeo son ensayados a una misma presión de cámara. La diferencia máxima del grado de saturación de las muestras en su estado natural y al ser ensayadas será menor del 5 %.

5.1.2 Ensayo Cortante Directo

$$C_u = \sigma_{rotura}$$

Donde:

σ_{rotura} : Esfuerzo cortante en la rotura, en un ensayo donde la presión vertical aplicada a la muestra sea de 1.5 a 3.0 veces la presión vertical efectiva debido al peso propio a que se encontraba la muestra de suelo.

Se determinará el valor promedio de la resistencia al cortante de rotura entre muestra ensayadas con similares grados de saturación e iguales presiones verticales y donde todos los testigos de un mismo sondeo son ensayados a iguales presiones verticales. La diferencia máxima del grado de saturación de las muestras en su estado natural y al ser ensayadas será menor del 5 %.

5.1.3 Ensayos a Compresión sin Confinamiento Lateral.

$$C_u = q_u / 2$$

Se determinará el valor promedio entre muestras con similares grados de saturación y de presiones verticales efectivas debidas a peso propio. La diferencia máxima del grado de saturación de las muestras en su estado natural y al ser ensayadas será menor del 5 %. Este ensayo se empleará solamente en casos extremos de imposibilidad de realización de alguno de los dos ensayos anteriores ya que con el mismo se obtienen resultados excesivamente conservadores.

Suelos friccionales: (Gravas, arenas, u otros suelos por los que pasa un 12 % o menos por el tamiz # 200).

- Ensayos cortantes directos lentos o drenados.
- Ensayos triaxiales lentos o drenados.

6.2 Los parámetros que definen la compresibilidad de los suelos, se determinarán mediante: ensayos edométricos, triaxiales, ensayos de carga en placa o ensayos presiométricos.

6.3 En los casos de obras cuya importancia se clasifique de fallo leve y estén situadas en un lugar de complejidad geotécnica clasificada de favorable o normal, se permite determinar las propiedades mecánicas de los suelos y rocas mediante correlaciones establecidas en función de las propiedades físicas, parámetros obtenidos de ensayos de penetración estática o dinámica o parámetros obtenidos por los métodos geofísicos (sísmicos).

5.4 En el caso de obras cuya importancia se clasifica como de fallo grave y están situados en un lugar de complejidad geotécnica favorable o normal y se demuestre la imposibilidad de la determinación de los parámetros de resistencia mecánica del suelo, se permite lo establecido en el apartado 6.3.4 debiéndose, en los casos de los pilotes hincados, ajustar el diseño sobre la base de los resultados de prueba de hincas que se ejecuten al inicio de la obra.

6. BASES PARA EL CALCULO

6.1 Requisitos que tendrá que cumplir una cimentación de pilotes:

- Estar situada a una profundidad adecuada para impedir posibles daños a la construcción que sustenta debido a cambios climáticos, socavaciones o acciones que puedan generar futuras construcciones.
- Ser segura contra una posible falla por estabilidad.
- No asentarse tanto que desfigure, dañe o inutilice la construcción que sustenta.

6.2 Proyectar una cimentación de pilotes significa precisar:

1. Tipo de pilotes.
2. Longitud del pilote.
3. Sección transversal del pilote.
4. Cantidad de pilotes.
5. Espaciamiento entre pilotes
6. Profundidad del nivel de solera del cabezal.
7. Dimensionamiento del cabezal y cálculo estructural de ésta y de los pilotes.

6.3 El diseño geotécnico de las fundaciones de pilotes se calcula por dos estados límites:

- Estado límite por estabilidad.
- Estado límite por deformación.

7. Combinaciones de carga para el diseño.

7.1 Los tipos de cargas y sus combinaciones a utilizar son los mismos que se establecen en la NC 53-38:85, considerándose en su determinación el trabajo conjunto de la estructura y la cimentación.

7.1.1 Para el diseño por el primer estado límite se utilizan las cargas de cálculo o mayoradas, las que se determinan a partir de sus valores características, aplicándole los coeficientes de carga γ_f que se establecen en la NC53-38:85.

En el diseño de las cimentaciones por deformación se utilizan los valores característicos normativos de servicios de las cargas.

7.1.2 Para el diseño por el primer estado límite se utilizan las cargas mayoradas, las que se determinan a partir de los valores característicos aplicándose los coeficientes de carga (γ) correspondiente.

En el diseño de las fundaciones sobre pilotes por deformación se utilizarán los valores característicos de las cargas.

7.1.3 El diseño por estabilidad se realiza considerando las posibles combinaciones de carga en las que intervienen las cargas permanentes y las cargas temporales de corta y de larga duración. En los casos en que pueda actuar algunas de las cargas temporales especiales (viento extremo, sismos, explosivos y otras) se determinarán además las posibles combinaciones en las que intervienen las cargas permanentes, las temporales de larga duración que físicamente pueden actuar en conjunto con las temporales especiales, según las funciones a cumplir en la obra y una de las cargas temporales especiales.

7.1.4 En aquellas zonas sísmicas establecidas, deben calcularse las solicitaciones sobre la base de las normativas existentes.

7.1.5 En el diseño por deformación se considerarán las posibles combinaciones de cargas en las que intervienen las cargas permanentes y las cargas temporales de larga duración. En los suelos que consolidan rápidamente ($C_v \geq 1.107 \text{ cm}^2/\text{año}$) se incluirá en la combinación de carga anterior la parte de las cargas temporales de corta duración que pueda provocar deformaciones en los suelos que sirven de apoyo a los cimientos.

7.1.6 En el caso de construcciones de gran altura tales como edificios tipo torre, chimeneas y otros, es necesario determinar los asentos o inclinaciones que sufren las fundaciones de estos tipos de estructura debido a la acción del viento promedio diario anual del viento máximo.

7.1.7 La acción del viento promedio diario anual se tomará como una carga de larga duración en el cálculo de los asentos e inclinaciones de las fundaciones de estos tipos de estructura.

La acción de los vientos máximos en estos tipos de estructuras, generan asentos e inclinaciones permanentes y recuperables. El pronóstico de estas deformaciones se realizará en función de los ensayos triaxiales especiales o pruebas in-situ tomando en consideración el intervalo de promedio utilizado para la determinación de la velocidad media del viento máximo y el tiempo de duración estimado del huracán que se tome como característico.

7.2 Las cargas mayoradas que actúan sobre el grupo de pilotes se determinarán mediante las expresiones siguientes:

$N^* = N' \cdot \gamma_f$ Carga vertical mayorada en la unión de la columna con el cabezal.

$N^* = N^* + Q_c + Q_R$ Carga vertical mayorada actuante sobre el grupo de pilotes de todas las solicitaciones a nivel de solera, aplicada al centro de gravedad la base del cabezal.

$H^* = H' \cdot \gamma_f$ Carga horizontal mayorada actuante en la unión del cabezal con la columna.

$M^* = M' \cdot \gamma_f$ Momento flector máximo actuante en la unión del cabezal con la columna.

$M^* = M^* \pm d \cdot H^* \pm N^{*'} e$ Momento mayorado actuante resultante sobre el grupo de pilotes a nivel de solera respecto a un eje que pasa por el centro de gravedad de la base del cabezal.

8. Determinación de las cargas que actúan sobre los pilotes.

8.1 Cargas sobre grupos de pilotes.

8.1.1 La determinación de las cargas que actúan sobre grupos de pilotes depende de las condiciones siguientes:

1. Pilotes verticales o inclinados.
2. Cabezal rígido o flexible.
3. Igual cantidad de pilotes por fila, teniendo para una misma fila pilotes con igual área transversal cada uno.
4. Solicitaciones (momentos, cargas verticales, y cortantes), aplicadas en un solo plano vertical paralelo a uno de los lados del cabezal.
5. Pilotes articulados o empotrados al cabezal.
6. Solicitaciones (momentos, carga vertical y cortante) aplicados en cualquier punto del cabezal.

8.1.2 Se realiza mediante el esquema mostrado en la Figura 1, resolviéndose el problema igual que el caso de un pórtico plano, utilizando para ello el método de las deformaciones de análisis de las estructuras.

En este esquema se sustituye la acción del suelo por barras doblemente articuladas (bielas).

Para hacer el análisis estructural se hacen las siguientes consideraciones.

Bielas:

$EB = LB \cdot K$ módulo de elasticidad de la biela, kPa.

LB: longitud de la biela, igual a la unidad de longitud (1 m).

K: coeficiente de balasto del suelo kN/m³

A: área de la sección transversal de la biela:

$AB = nf \cdot a \cdot D$ ó $AB = nf \cdot a \cdot b$

a: distancia entre bielas, m

b: lado del pilote, m

D: diámetro del pilote, m

nf : número de pilotes de una fila.

Elementos verticales

$A_v = nf \cdot A_p$, área transversal de un elemento vertical, (m²)

$I_v = nf \cdot I_p$ Momento de inercia de un elemento vertical, (m⁴).

E_v : módulo de elasticidad del material del pilote, (kPa)

a_i : Longitud de los elementos verticales, (m)

I_p : momento de inercia de la sección transversal del pilote alrededor de un eje normal al plano vertical que contiene a las cargas (m⁴).

Elementos horizontales:

$A_H = nf \cdot hc \cdot B_p$ ó $A_H = nf \cdot hc \cdot L_p$ en metros

I_H : momento de inercia de la sección transversal del cabezal, alrededor de un eje normal al plano vertical que contiene a las cargas (m⁴)

S_{pi} : Longitud de los elementos horizontales, metros

Las solicitaciones (carga vertical, momento y fuerza horizontal) que se obtienen al resolver este problema corresponden a la carga total aplicada a una fila de pilotes.

8.1.3 Consideraciones sobre el coeficiente de balasto.

El coeficiente de balasto se determina mediante ensayos in-situ. En el caso que esto no pueda realizarse se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$K = 1.3 \cdot 12 \sqrt{\frac{b^4 \cdot E_o}{E_p \cdot I_p} \left(\frac{E_o}{1 - \mu^2} \right) \frac{1}{b}}$$

donde:

E_o : módulo de deformación general del suelo

μ : coeficiente de Poisson del suelo

E_p : módulo de elasticidad del pilote

En la fórmula anterior, si se tiene pilotes circulares de diámetro D , se adopta $b = D$.

En el caso de que los pilotes estén trabajando en grupo, el coeficiente de balasto (K) se reduce a los siguientes valores:

(*) Espaciamiento entre pilotes (SP)	(K), pilote en grupo
8 D (b)	1.00 K
6 D (b)	0.70 K
4 D (b)	0.40 K
3 D (b)	0.25 K

El espaciamiento de los pilotes situados en planos perpendiculares a la carga aplicada debe ser mayor o igual a $2.5 D$ ó $2.5 b$

(*) Espaciamiento entre pilotes contenidos en el plano donde están aplicadas las cargas.

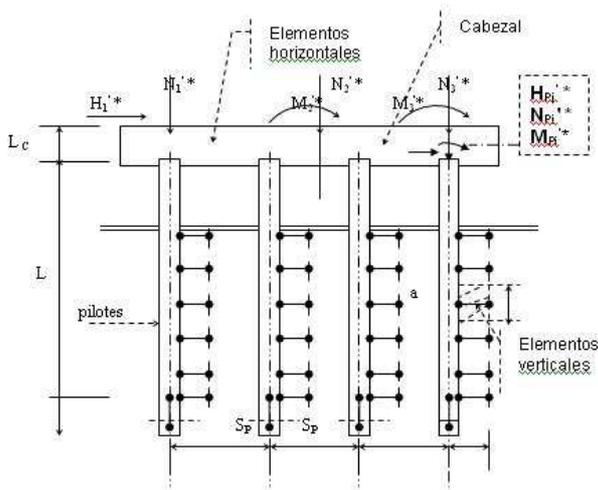


Figura 1. Análisis de la distribución de las cargas sobre un grupo de pilotes

Carga sobre un grupo de pilotes verticales en el cabezal (Figura 2a y Figura 2b)

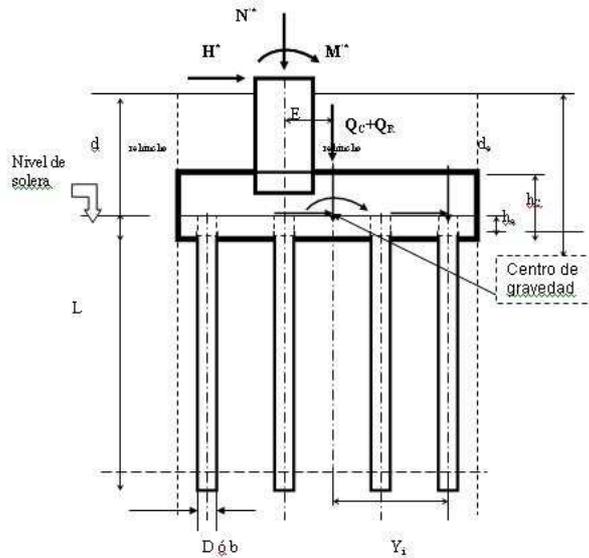


Figura 2a. Cargas sobre grupos de pilotes verticales articulados en el cabezal rígido.

En este caso las cargas que actúan sobre los pilotes se pueden calcular mediante la siguiente expresión:

Carga vertical sobre un pilote

$$N_{pi} = \frac{N^*}{n} \pm \frac{M_x^*}{\sum y_i^2} \cdot y_i \pm \frac{M_y^*}{\sum x_i^2} \cdot x_i$$

Donde:

$$N^* = N^* + Q_C + Q_R$$

Y_i : distancia del eje del pilote al centro de gravedad del cabezal según eje Y.

X_i : distancia del eje del pilote al centro de gravedad del cabezal según eje X.

M_x^* : momento flector en el centro de gravedad del cabezal a nivel de solera alrededor del eje X.

M_y^* : momento flector en el centro de gravedad del cabezal a nivel de solera alrededor del eje Y.

N_{pi}^* : carga vertical sobre un pilote.

H_{pi}^* : carga horizontal sobre un pilote.

Estas expresiones son válidas si se cumplen las siguientes condiciones:

- Todos los pilotes del grupo.
- Igual cantidad de pilotes por fila.
- Se considera el cabezal rígido si:

$$\frac{Lp}{hc} \leq 5$$

Carga horizontal sobre un pilote

$$H_{pi}^* = \frac{H^*}{n}$$

donde:

n: número total de pilotes

8.1.4 En los casos de que se considere el trabajo conjunto cabezal terreno, se debe, realizar una modelación del problema para determinar la carga que llega a cada pilote y la deformación del conjunto.

Para modelar el trabajo conjunto cabezal terreno, de forma similar se colocan bielas bajo el cabezal que representan el terreno. Para la determinación del coeficiente balasto de las bielas, se propone utilizar los epígrafes 8.1.2 y 8.1.3.

8.2. Dimensionamiento del grupo de pilotes atendiendo al criterio de estabilidad.

Para garantizar el estado límite de estabilidad, cada pilote del grupo tendrá que cumplir con las siguientes condiciones.

$$N^*p \leq Q_{VCg}$$

$$H^*p \leq Q_{HC}$$

8.3 La carga vertical resistente por estabilidad de cálculo del pilote en grupo se determina mediante la expresión:

$$Q_{VCg} = \xi \cdot Q_{VC}$$

Donde:

Q_{VC} : carga vertical resistente por estabilidad de cálculo del pilote.

ξ : eficiencia del grupo de pilote.

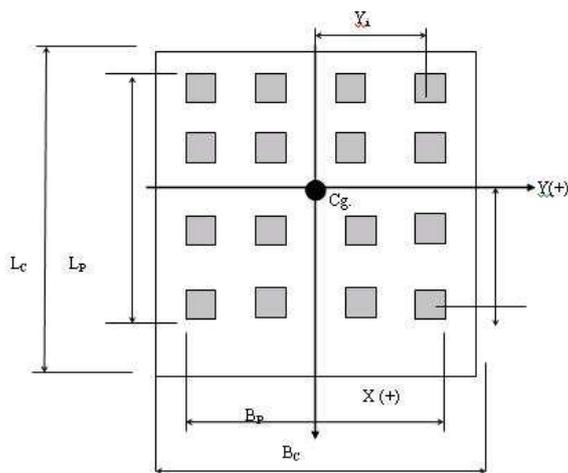


Figura 2b. Cargas sobre grupos de pilotes verticales articulados en el cabezal rígido.

8.3.1 Carga resistente por estabilidad de cálculo del pilote.

Las cargas resistentes por estabilidad de cálculo del pilote se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$Q_{VC} = \frac{Q_{VK}}{\gamma_{st}} \quad \text{ó} \quad Q_{VC} = Q_{FC} + Q_{PC} = \frac{Q_{fK}}{\gamma_{sf}} + \frac{Q_{pK}}{\gamma_{fp}}$$

$$Q_{HC} = \frac{Q_{HK}}{\gamma_{st}}$$

donde:

Q_{VC} : carga vertical resistente por estabilidad de cálculo (kN).

Q_{HC} : carga horizontal resistente por estabilidad de cálculo (kN).

8.3.2 Valores de los coeficientes de seguridad para determinar las cargas resistentes de cálculo.

Los coeficientes se pueden determinar mediante las siguientes expresiones:

$$\gamma_{st} = \gamma_s \cdot \gamma_{gt}$$

$$\gamma_{sp} = \gamma_s \cdot \gamma_{gp}$$

$$\gamma_{sf} = \gamma_s \cdot \gamma_{gf}$$

Coeficiente γ_s .

Este coeficiente tome en consideración las condiciones geotécnicas del área donde se va a construir la obra y la importancia del fallo de la obra. Véase Tabla 1.

Condiciones de Trabajo	Tipo de fallo	γ_s
Favorables	Leve	1.00
	Grave	1.05
	Muy Grave	1.10
Normales	Leve	1.05
	Grave	1.10
	Muy Grave	1.15
Desfavorables	Leve	1.10
	Grave	1.15
	Muy Grave	1.20

Tabla 1. Valores del coeficiente γ_s

Coeficiente γ_{st} :

Este coeficiente se utiliza cuando la carga resistente por estabilidad del pilote se pronostica integralmente (no se separan las resistencia del fuste y de la punta) y depende del método empleado. Véase Tabla 2

Método utilizado para la determinación de la carga vertical resistente por estabilidad del pilote	γ_{st}
Fórmulas dinámicas	1.20
Pruebas de carga	1.10

Coeficientes γ_{sp} y γ_{sf}

Estos coeficientes se utilizan cuando el pronóstico de la carga resistente del pilote por estabilidad se separa en su resistencia en fuste y en punta y depende del método utilizado para su determinación. Véase las tablas 3a y 3b.

Método utilizado para la determinación de la carga vertical resistente por estabilidad del pilote	Resistencia en :	
	Punta γ_{sp}	Fricción γ_{sf}
Penetrómetro estático	1.20	1.30

Tabla 3a

Método utilizado para la determinación de la carga vertical resistente por estabilidad del pilote (rocas y suelos)			Resistencia en:	
			Punta	Fuste
Fórmulas estáticas. Teoría de la plasticidad en rocas			1.20	1.20
Fórmulas de la teoría de la plasticidad en	Tipo de pilote	Tipo de suelo	γ_{sp}	γ_{sf}
	Hincado	Friccional	1.2	1.3

suelos		Cohesivo	1.1	1.2
	Fundido in-situ	Friccional	1.4	1.3
		Cohesivo	1.3	1.2

Tabla 3b

8.4 Carga resistente por estabilidad característica de un pilote aislado.

Se puede pronosticar por los siguientes métodos:

- Prueba de carga estática.
- Método del penetrómetro estático.
- Fórmula de la teoría de plasticidad (Fórmulas estáticas)
- Métodos dinámicos.

8.4.1 Carga resistente por estabilidad característica de un pilote aislado pronosticado por la prueba de carga estática. (Q_{VK}).

El método establecido para determinar (Q_{VK}) es a partir de la carga última (Q_U), obtenida mediante una prueba de carga estática (Ver Figura 3a):

Se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$Q_{VK} = \frac{Q_U}{\gamma_{gPC}}$$

donde:

Q_U : Carga última promedio resistente por estabilidad del pilote, determinada por prueba de carga en condiciones ingeniero-geológicas similares.

γ_{gPC} : Coeficiente de estimación de la carga característica cuando se hace tratamiento estadístico de los resultados de varias pruebas. Se toma para una probabilidad del 95 %.

El valor máximo es de 1.4 y se emplea cuando no se realiza tratamiento estadístico.

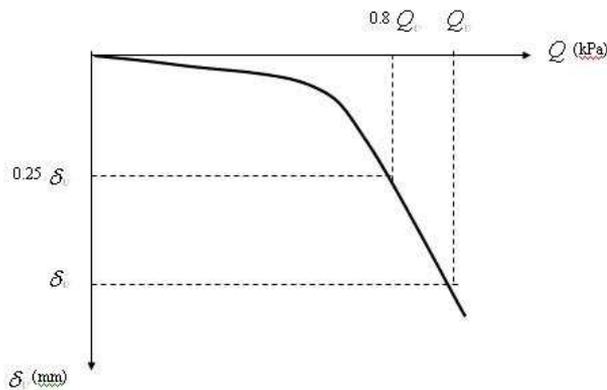


Fig. 3a

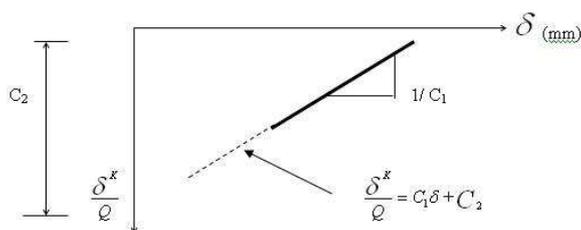


Figura. 3b

8.4.2 Determinación de la carga última resistente por estabilidad (Q_U).

Se toma de la prueba de carga los siguientes datos:

- Carga aplicada (Q)
- Asiento estabilizado de la cabeza del pilote correspondiente a cada carga aplicada (δ).

Se construye el gráfico de (δ) vs... $\frac{\delta^K}{Q}$, ver Figura 3.b

Se traza una recta de ajuste determinándose C_1 y C_2 para valores de K de 0.5 y 1.0

C_1 : pendiente de la recta

C_2 : Intercepto de la recta con el eje $\frac{\delta^K}{Q}$

De las dos rectas anteriores se toma aquella que tenga mejor ajuste, determinándose los valores de:

Q_U : carga última.

δ_U : asiento de la cabeza del pilote correspondiente a la carga última mediante las expresiones dadas en la Tabla 4.

Para que este método sea válido la cabeza del pilote debe sufrir un asiento igual o mayor de ($0.25 \cdot \delta_U$) durante la realización de la prueba.

Tabla 4. Valores de δ_U y Q_U en función de K

K	δ_U	Q_U
1.0	$\frac{C_2}{11 \cdot C_1}$	$\frac{11}{12 \cdot C_1}$
0.5	$\frac{C_2}{C_1}$	$\frac{1}{2 \cdot \sqrt{C_1 \cdot C_2}}$

Nota: Se recomienda que durante la realización de la prueba de carga de un pilote la cabeza del mismo debe alcanzar un asiento de:

$$\delta(\text{mm}) = \delta_E + 6 + 0.1 \cdot D$$

donde:

D: diámetro o lado del pilote en milímetros.

δ_E : deformación elástica del pilote, la cual es calculada mediante la siguiente expresión:

$$\delta_E = \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

A_p : área de la sección transversal del pilote.

L: longitud total del pilote

E_p : módulo de elasticidad del material del pilote.

Q: carga resistente por estabilidad característica de un pilote aislado pronosticada por los resultados del ensayo de penetrómetro estático.

En este método se determina la resistencia característica en punta y en fuste separadamente.

8.4.2.1 Resistencia en punta característica (Q_{PK})

$$Q_{PK} = \beta_1 \cdot R_{PK} \cdot A_P$$

Donde:

$$R_{PK} = \frac{\bar{R}}{\gamma_{gRP}}$$

\bar{R} : Resistencia promedio de penetración del cono. Se toma el valor promedio de estos valores medios entre una profundidad de 4 diámetros por debajo de la punta del pilote, y un diámetro por encima de la punta.

γ_{gRP} : coeficiente de estimación para determinar la resistencia a la penetración del cono, característica.

Este se obtiene para una probabilidad del 95 % y cuyo valor máximo será de 1.3 tomándose este valor cuando no se hace tratamiento estadístico.

β_1 : Factor de escala entre la resistencia en punta del penetrómetro y la punta del pilote. Ver Tabla 5.

Tabla 5. Valores de β_1

\bar{R}_P (kPa)	≤ 2500	5000	7500	10000	15000	≥ 20000
β_1	0.80	0.65	0.55	0.45	0.35	0.30

8.4.2.2 Resistencia en fuste característica. (Q_{FK})

$$Q_{JK} = P_P \cdot \sum_{i=1}^{i=n} \beta_2 \cdot f_{K2} \cdot L_i$$

donde:

P_P : perímetro del pilote

L_i : Longitud del pilote dentro del estrato "i"

f_{K2} : fricción específica característica del estrato "i".

Esta se determina mediante la siguiente expresión:

$$f_{K2} = \frac{\bar{f}}{\gamma_{gfi}}$$

γ_{gfi} = coeficiente de estimación para determinar la fricción específica característica del estrato "i". Esto se obtiene para una probabilidad del 95 % y cuyo valor máximo será de 1.3 tomándose este valor cuando no se hace tratamiento estadístico.

β_2 : factor de escala entre la fricción generada sobre el penetrómetro y el fuste del pilote. Depende de cómo se obtuvo la fricción específica del suelo. Ver Tabla 6.a y Tabla 6.b

Tabla 6.a. Valores de β_2 cuando la fricción específica del suelo se determina mediante el mango de fricción.

\bar{f}_i (kPa)	Profundidad media de la capa			
	1 m	2m	3m	L m
≤ 20	0.50	0.53	0.57	0.60
40	0.21	0.33	0.44	0.55

60	0.17	0.27	0.39	0.50
80	0.15	0.24	0.37	0.50
100	0.14	0.22	0.36	0.50
≥ 120	0.12	0.20	0.35	0.50

L: longitud total del pilote

Si la profundidad media de la capa se encuentra entre 3 m y la profundidad de la punta del pilote, se interpola linealmente los valores de β_2 entre las dos últimas columnas de la derecha.

Tabla 6.b. Valores de β_2 cuando la fricción específica del suelo se determina mediante la resistencia por fricción total que se genera sobre toda la camisa del penetrómetro.

\bar{f}_i (kPa)	≤20	40	60	80	≥100
β_2	1.5	1.0	0.75	0.60	0.50

Nota:

Se recomienda determinar la fricción específica del suelo mediante la resistencia por fricción total que se genera sobre toda la camisa del penetrómetro.

8.4.2.3 En el caso de pilotes fundidos "in-situ", los valores de la resistencia en fuste se tomarán con reserva en suelos friccionales.

8.4.3 Carga resistente por estabilidad característica de un pilote aislado, pronosticada mediante fórmulas de la teoría de plasticidad (fórmulas estáticas).

En este método se determina la resistencia característica separada en punta y fuste, atendiendo al tipo de medio que circunda al pilote, la tecnología constructiva y el material del cual está hecho el pilote.

8.4.3.1 Determinación de la carga resistente característica de un pilote aislado en roca y en semirocas.

8.4.3.1.1 La resistencia en punta de los tipos de pilotes: hincados, encamisados, rellenables y perforadores, los cuales se apoyan en suelos rocosos o poco compresibles ($E_o > 100000$ kPa) se determina por la fórmula:

$$Q^*_V = R^* \cdot A_P \quad (\text{kN})$$

donde:

A_P : área de apoyo del pilote (m^2) que se asume para los casos de pilotes de sección transversal constante e igual al área neta de la sección transversal para pilotes encamisados, huecos, cuando estos no son rellenados con hormigón. Si hay relleno con hormigón será igual al área bruta de la sección transversal, siempre que bicho relleno alcance una altura mayor o igual a 3D (b).

R^* : resistencia a compresión no confinada de los núcleos de roca (kPa), que se asume de la forma siguiente:

(*) Para pilotes encamisados, perforados o de huecos rellenados de hormigón apoyados en suelos rocosos se determina por la expresión siguiente:

$$R^* = \frac{Ksq \cdot \bar{R}}{\gamma_{gR}} \cdot dR \quad (\text{kPa})$$

donde:

\bar{R} : valor promedio de la resistencia límite a compresión axial del suelo rocoso en condiciones de humedad natural (en relación con el diámetro: altura de la muestra igual a dos, 2).

γ_{gR} : coeficiente de seguridad para los suelos igual a $\gamma_{gR} = 1.6$.

$$dr = \left(1 + 0.4 \frac{LE}{D}\right) \leq 3.5$$

LE: profundidad de embebimiento del pilote obturado en la roca. Se asume igual a la profundidad de empotramiento (m).

D: diámetro exterior de empotramiento en el suelo rocoso.

Valores de Ksq.

Valores de RQD	Espaciamiento de las discontinuidades (m)	Ksq
25 < RQD ≤ 50	0.06-0.2	0.1
50 < RQD ≤ 75	0.2-1.6	0.3
75 < RQD ≤ 90	1.6-2.0	0.75
90 < RQD ≤ 100	>2.0	1.0

RQD: índice de calidad de la roca, se define como el porcentaje de recuperación de pedazos de núcleos de rocas mayores de 10cm de longitud con respecto a la longitud del sondeo.

RQD= Longitud de los pedazos de núcleo de 10cm / longitud del sondeo.

8.4.3.1.2 Si los pedazos de núcleo de roca se rompen durante su manipulación o la perforación, se tienen en consideración la longitud total de este.

8.4.3.1.3 Se debe perforar con una correcta técnica de perforación, equipamiento y portatestigo.

8.4.3.1.4 Las correlaciones realizadas se basan en perforar con un portatestigo de doble tubo con un tubo interior libre de diámetro N_x (51.2mm del diámetro del núcleo) por lo menos.

8.4.3.1.5 Se recomienda que en aquellas obras caracterizadas como fallo muy grave o grave realizar pruebas de carga estática y comparar los resultados con el método propuesto

8.4.3.2 Determinación de la carga resistente, característica de un pilote aislado en suelo.

8.4.3.1 En este método se determina la resistencia característica separada en punta y en fuste, tomándose en consideración dos tipos de suelos: friccionales y cohesivos.

La carga resistente por estabilidad minorada se expresa como:

$$Q^*_V = Q^*_P + Q^*_f \quad (\text{kN})$$

donde:

$$Q_P = \frac{A_P \cdot q_P^*}{\gamma_{gp}} \quad (\text{kN}).$$

$$Q_f = \frac{Pp \sum Li \cdot f_{oi}}{\gamma_{gf}} \quad (\text{kN})$$

donde:

q_P^* : resistencia en punta unitaria minorada (kPa).

f_{oi}^* : fricción unitaria promedio minorada del estrato i (kPa).

A_P : área de la punta del pilote. (m^2).

Pp : perímetro del pilote (m).

Li : potencia del estrato i (m).

γ_{gp} : coeficiente de minoración de la resistencia en punta del pilote, que tiene en consideración el tipo de pilote.

γ_{gf} : coeficiente de minoración de la fricción unitaria que tiene en consideración el tipo de pilote.

8.4.3.2.1 Suelos friccionales ($\phi \neq 0$ y $C=0$).

Cálculo de q_P^* para $LE \geq Z_c$.

$$q_P^* = N_q \cdot q^{1*}$$

donde:

$$N_q = 10^{0.073\phi - 0.575}$$

q^{*} : presión efectiva vertical minorada en la punta del pilote. Por debajo de la profundidad crítica (Z_c) esta expresión se mantiene constante e igual a la existente a la profundidad crítica.
 $Z_c=20 \cdot D$.

Cálculo de q_p^{*} . Para $D < LE < Z_c$.

$$q_p^{*} = d_q \cdot N_q \cdot q^{*}$$

donde:

D: diámetro o lado del pilote.

$\tan^{-1}(LE/D)$: Arco en radianes.

$$d_q = \left\{ 1 + 2 \left[\tan \varphi^{*} (1 - \sin \varphi^{*})^2 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{LE}{D} \right) \right] \right\} (1 + \tan \varphi^{*})$$

8.4.3.2.1.1 Cálculo de q_p^{*} en pilotes sometidos simultáneamente a fuerzas verticales de compresión y horizontales.

$$q_p = N_q \cdot q^{*}$$

Cálculo de f_{oi}

$$f_{oi} = \beta \cdot q_{fm}^{*}$$

donde:

q_{fm}^{*} : Presión efectiva vertical minorada promedio en el fuste. Por debajo de la profundidad crítica (Z_c)

β = Coeficiente de la resistencia fricción en el fuste.

$$\beta = K_s \cdot M \cdot \tan \varphi^{*}$$

¡Error! No se pueden crear objetos modificando códigos de campo.

Nota: El ángulo de fricción interna φ' es obtenido de los ensayos de cortante directo o triaxial drenados. 8.4.3.2.1.2 En el caso de obras cuya importancia es clasificada de fallo leve y estén situadas en lugares de complejidad geotécnica clasificada de normales o favorables se permite determinar la φ' mediante correlaciones (propiedades físicas de los suelos, penetrómetro estático y dinámico).

Valores de M

Tipo de pilote	M
Fundidos en situ	1.0
Hormigón prefabricado	0.8
Acero	0.7

Valores de φ^{*} (grados)

8.4.3.2.1.3 Los valores del ángulo de fricción externa efectivo minorado φ^{*} se determinaron para una probabilidad del 95%.

$$\varphi^{*} = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi}{\gamma_g \cdot \tan \varphi} \right)$$

8.4.3.2.1.4 El valor máximo de coeficiente de minoración $\gamma_g \tan \varphi$ será de 1.25, tomándose este mismo valor en el caso de que no se realice tratamiento estadístico.

8.4.3.3 Suelos cohesivos ($\varphi=0$; $C \neq 0$)

Cálculo de q_p^{*}

$$q_p^{*} = c_u^{*} \cdot N_c$$

donde:

N_c : coeficiente de capacidad de carga.

Valores de N_c para

Diámetro del pilote (m)	N_c
$D < 0.5$	9
$0.5 < D \leq 1.0$	7

8.4.3.3.1 En el caso de pilotes sometidos simultáneamente a fuerzas verticales de compresión y horizontal q_p se calcula mediante la expresión siguiente:

$$Q_p^* = 5.14 C_u^*$$

Calculo de f_{oi}

$$f_{oi} = \alpha C_u^*$$

Valores de α

Caso 1: $50kPa \leq \bar{C}_u \leq 160kPa$

$$\alpha = \frac{(768 - 2.3\bar{C}_u)}{1000}$$

Caso 2 $\bar{C}_u \leq 50kPa$

$$\alpha = \frac{1250 - 8.5\bar{C}_u}{1000}$$

Nota: En ambos casos los valores de \bar{C}_u para calcular α no son minorados.

Valores de C_u^* (kPa)

8.4.3.3.2 Los valores de la cohesión no drenada C_u^* se determinaron para una probabilidad del 95%.

$$C_u^* = \frac{C_u}{\gamma_{gc}}$$

el valor máximo del coeficiente de minoración de la cohesión γ_{gc} será 1.4, tomándose este mismo valor en el caso de que no se realice tratamiento estadístico.

Nota: El valor de C_u se determinara mediante el ensayo triaxial no drenado o compresión de simple.

8.4.3.3.3 En el caso de suelos semisaturados se puede realizar ensayos triaxiales no drenados con previa saturación de la muestra o ensayos de compresión simple con muestra con su humedad natural.

8.4.3.3.4 En dependencia de la importancia de la obra y si existe o no posibilidad que el suelo en su estado natural se llegue a saturar, se procederá de una forma u otra. En el caso de obras cuya importancia se clasifique de fallo leve y estén situadas en lugres de complejidad geotécnica clasificada de favorables o normales, se permite determinar a C_u mediante correlaciones (propiedades físicas de los suelos, penetrómetro estadístico).

Valores de γ_{gp} y γ_{gf}

Tipo de pilote	Tipo de suelo	γ_{gp}	γ_{gf}
Hincados	Friccional	1.2	1.3
	Cohesivo	1.1	1.2
Fundidos in situ	Friccional	1.6	1.3
	Cohesivo	1.3	1.2

8.4.4 Carga resistente por estabilidad característica de un pilote aislado, determinada mediante métodos dinámicos.

8.4.4.a La carga resistente por estabilidad del pilote aislado se determina según dos métodos dinámicos:

1. Ecuación de la onda.
2. Fórmulas de hinca.

8.4.4.1 Ecuación de la Onda

8.4.4.1.1 Para determinar la capacidad soportante utilizando este método, es necesario determinar mediante ensayos dinámicos del pilote la respuesta de éste al impacto del martillo en términos de fuerza (tensión y deformación) y velocidad (aceleración), lo cual permite determinar las fuerzas y las trazas de las ondas de velocidad a partir de las cuales se pueden

obtener las fuerzas de impacto, la energía y la respuesta dinámica del suelo. A partir de los datos de este ensayo se obtienen los parámetros necesarios para determinar, en función de la ecuación de la onda, la carga resistente por estabilidad del pilote.

8.4.4.1.2 Cuando se emplea este método utilizando los parámetros que representan la respuesta dinámica del suelo a partir de valores no experimentales (tablas), los resultados son dudosos.

8.4.4.2 Fórmulas de hinca:

8.4.4.2.1 Los resultados obtenidos mediante la fórmula de hinca sirven para ser utilizados como:

Correlación en un área geotécnicamente similar, con los valores de la carga resistente por estabilidad, determinada a partir de la prueba de carga, penetraciones estáticas ó ambas.

8.4.5 Valores aproximados de la carga resistente por estabilidad de un pilote aislado.

Se recomienda el uso complementado de otros métodos.

8.4.5.1 La documentación técnica que se elabore durante la hinca de los pilotes para ser empleada en esta fórmula será la establecida en las normativas vigentes.

8.4.5.2 Determinación de la carga resistente característica de un pilote mediante las fórmulas de hinca.

$$Q_{VK} = \frac{\overline{Q_U}}{\gamma_{gD}}$$

donde:

γ_{gD} : coeficiente de estimación de la carga característica. Cuando se hace tratamiento estadístico de los resultados de varias pruebas de hinca en un área geotécnicamente similar, se toma para una probabilidad de un 95 %.

8.4.5.3 El valor máximo es de 1.4 y se emplea cuando se realiza tratamiento estadístico.

$$Q_U = \frac{N \cdot A_p}{2} \cdot \left[\sqrt{1 + \left(\frac{4 \cdot E_m \cdot (Q + 0.2 \cdot W_p)}{N \cdot A_p \cdot e \cdot (Q + W_p)} \right)} \right] \quad (\text{kN})$$

o bien

$$e = \frac{N \cdot A_p \cdot E_M}{Q_U \cdot (Q_U + N \cdot A_p)} + \frac{Q + 0.2 \cdot W_p}{Q + W_p} \quad (\text{m/golpe})$$

E_M : energía del martillo/ golpe (kN.m)

W_p : Peso del pilote

Q : Peso de la masa de impacto del martillo (kN)

N : constante elástica (kPa) que depende del material del pilote según:

N (kPa)	Material del pilote
1500	Hormigón
1500	Acero
1000	Madera

e: hinca específica, que se define como:

$$e = \frac{\text{tramo de penetración del pilote}}{\text{cantidad golpes tramo penetrado}}$$

Nota: La fórmula anterior es válida para valores de hincas específicas superiores o iguales a 0.002 m, lo que equivale a un valor máximo de 150 golpes para penetrar 30 cm. Si esta condición no se cumple se utilizará un martillo de mayor energía.

8.4.5.4 La cadencia de golpes del martillo será la establecida por el fabricante para garantizar que entregue la energía de diseño.

8.5. Carga resistente por estabilidad de cálculo del pilote en grupo. Eficiencia de grupo (ϵ).

Eficiencia del grupo de pilotes en roca. $\epsilon = 1$

Eficiencia del grupo de pilotes en suelos friccionales.

Caso 1 : Pilotes hincados $\epsilon = 1$

Caso 2 : Pilotes fundidos in-situ

Cuando $\frac{Sp}{D} \geq 3$ $\epsilon = 0.7$

Cuando $\frac{Sp}{D} \leq 7$ $\epsilon = 0.1$

Cuando $3 < \frac{Sp}{D} < 7$ se interpola linealmente.

8.5.1 Eficiencia del grupo de pilotes en suelos cohesivos cuando se cumple la condición de que

Cuando $\frac{Sp}{D} \geq 3$ $\epsilon = 1$

Caso 1 Pilotes hincados $\epsilon = 1$

Caso 2 Pilotes in situ:

Cuando $C_u > 100$ kPa $\epsilon = 1$

Cuando $C_u \leq 100$ kPa

$$\epsilon = 1 - \left(\frac{D}{\pi \cdot S_p \cdot nf} \right) [m \cdot (nf - 1) + nf \cdot (m - 1) + 1.4 \cdot (m - 1)]$$

nf : cantidad de pilotes por fila

m : cantidad de filas de pilotes por grupos

Sp : distancia de centro a centro de los pilotes.

8.6 Fallo en bloque (Caso especial de suelos cohesivos)

8.6.1 En el caso de suelos cohesivos se produce el fallo en bloque cuando:

1. La relación $\frac{Sp}{D} \leq 3$
2. Los pilotes están unidos por un cabezal rígido en contacto con el suelo.
3. La diferencia entre las propiedades mecánicas de los suelos que rodean el fuste de los pilotes es menor o igual a un 20 %.

Estado límite de estabilidad (ver Figura 4)

8.6.2 El fallo en bloque impone las siguientes condiciones:

$$N^* \leq Q_{GC}$$

donde:

$$Q_{gC} = \frac{Q_{gfK}}{\gamma_s \cdot \gamma_{gf}} + \frac{Q_{gPK}}{\gamma_s \cdot \gamma_{gp}}$$

Q_{gC} : Capacidad de carga por estabilidad de cálculo del grupo de pilotes trabajando en bloque.

Q_{gfK} : Resistencia característica por fuste del bloque.

$$Q_{gfK} = 2 \cdot L_E \cdot (B_p + L_p) \cdot f_K$$

Q_{gPK} : Resistencia característica por punta del bloque

Caso 1 $\frac{L_E}{B_p} \leq 2.5$

$$q_{PK} = 5.14 \cdot C_{uK} \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{B_p}{L_p}\right) \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{L_E}{B_p}\right)$$

Caso 2 $\frac{L_E}{B_p} > 2.5$

$$q_{PK} = 7.7 \cdot C_{uK} \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{B_p}{L_p}\right)$$

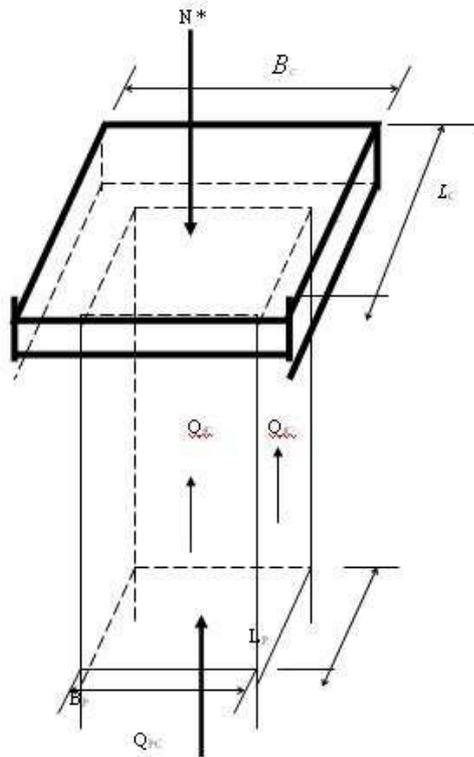


Figura 4. Fallo en Bloque

9. Dimensionamiento de pilotes trabajando a tracción según criterio de estabilidad.

9.1 La carga resistente a tracción de cálculo se expresa como:

$$Q_{TC} = \frac{Q_{fk}}{\gamma_{GT} \cdot \gamma_s} + W_p$$

donde:

Q_{fk} : Resistencia de fuste característico del pilote

γ_{GT} : Coeficiente de estimación de la carga resistente a la tracción de cálculo, el que se toma igual a 1.8

10. Dimensionamiento del grupo de pilotes atendiendo al criterio de estabilidad sometidos a cargas horizontales.

10.1 Esquema de análisis

Una vez determinada la carga horizontal que actúa sobre cada pilote del grupo, se realiza el esquema que se indica en la figura 6, teniendo que cumplir la condición:

$$H_p \leq Q_{HC}$$

10.2 Cálculo de la carga horizontal resistente por estabilidad de cálculo del pilote en grupo.

La carga horizontal por estabilidad de cálculo del pilote en grupo se determina mediante la siguiente expresión.

$$Q_{HC} = \frac{Q_{HKg}}{\gamma_s \cdot \gamma_{gH}}$$

donde:

Q_{HKg} : carga horizontal resistente por estabilidad característica del pilotes en grupo.

γ_{gH} : coeficiente de estimación de la resistencia horizontal de cálculo:

- suelos friccionales $\gamma_{gH} = 1.5$
- suelos cohesivos $\gamma_{gH} = 1.4$

10.3 Cálculo de la carga horizontal resistente por estabilidad característica del pilote en grupo (Q_{HKg})

En función del espaciamiento entre pilotes se puede presentar los siguientes casos:

Caso 1: $S_p \geq 7 \cdot D$

Se toma a Q_{HKg} igual a Q_{HK} (carga horizontal resistente por estabilidad característica del pilote aislado)

Caso 2: $S_p < 7 \cdot D$

Se toma como Q_{HKg} el siguiente valor:

$$\frac{Q_{HKE}}{n}$$

donde:

Q_{HKE} : carga horizontal resistente por estabilidad de un pilote aislado equivalente de dimensiones B_g y L_E en donde B_g será la dimensión en planta del grupo de pilotes, normal a la dirección de la carga horizontal aplicada a éste.

n: Cantidad total de pilotes del grupo.

Q_{HK} : carga horizontal resistente por estabilidad característica del pilote aislado.

10.4 Consideraciones para determinar la carga horizontal resistente por estabilidad característica del pilote aislado (Q_{HK})

Tipos de suelos:

- cohesivos
- friccionales

Condiciones de restricción de la cabeza del pilote:

- libres ó articulados
- empotrados.

Tipos de pilotes.

- Pilote corto (no se desarrolla rótula plástica).
- Pilote largo (se desarrolla rótula plástica).

10.4.1.1 La resistencia última se desarrolla cuando los desplazamientos horizontales del extremo del pilote alcanzan aproximadamente un 20 % de su diámetro.

10.4.1.2 Las expresiones establecidas son válidas para el caso de suelos homogéneos.

10.4.1.3 En el caso de suelos cohesivos estratificados para la determinación aproximada de (Q_{HK}) se utilizará un promedio pesado de C_{uK} en función de los espesores de los estratos.

10.4.1.4 En el caso de suelos friccionales estratificados, para la determinación aproximada de (Q_{HK}) se utilizará un promedio pesado de ϕ'_{K} en función de los espesores de los estratos.

10.4.1.5 En el caso de que el perfil del terreno está constituido por estratos de suelos cohesivos y friccionales el método empleado es aplicable.

10.4.2 Cálculo de Q_{HK} en suelos friccionales:

Pilotes con extremo libre ó articulado.

10.4.2.1.1 Caso 1. Pilote Corto

De acuerdo al esquema de análisis adoptado en la figura 5 para este tipo de pilote, el valor de Q_{HK} se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{Q_{HK}}{K_P \cdot \gamma_K \cdot D^3} = \frac{\left(\frac{L_E}{D}\right)^2}{2 \cdot \left(1 + \frac{\frac{e_H}{D}}{\frac{L_E}{D}}\right)}$$

$$K_P = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'_K}{2}\right)$$

donde:

γ_K : peso específico característico del suelo., el cual se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\gamma_K = \frac{\gamma}{\gamma_{g\gamma}}$$

$\gamma_{g\gamma}$: coeficiente de estimación del peso específico característico del suelo.

Nota: Por encima del nivel freático se toma los valores de peso específico del suelo en su estado natural (γ) y por debajo del manto freático se toma el valor específico del suelo sumergido (γ').

Para que la ecuación dada para determinar Q_{HK} sea válida tiene que ocurrir que:

$$M_u > M_g$$

Donde:

$$M_g = Q_{HK} \cdot (e_H + f) - \frac{1}{2} \cdot \gamma_K \cdot K_P \cdot D \cdot f^3$$

$$f = \sqrt{\frac{2 \cdot Q_{HK}}{3 \cdot \gamma_K \cdot K_P \cdot D}}$$

los valores de $\frac{Q_{HK}}{K_P \cdot \gamma_K \cdot D^3}$ en función de e_H/D y L_E/D

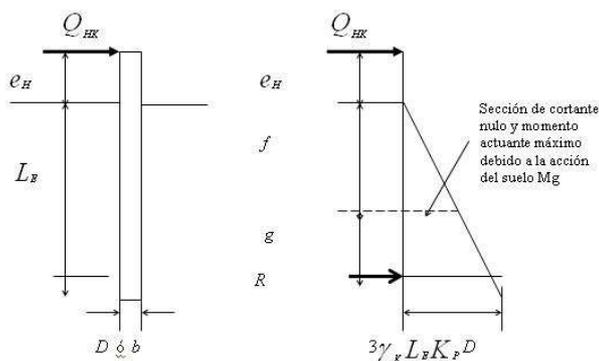


Figura 5. Pilote Corto, extremo libre, en suelos friccionales.

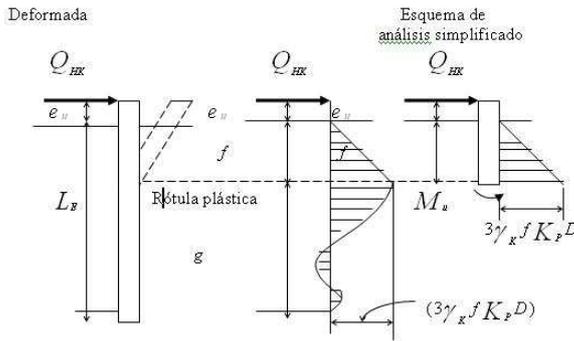


Figura 6. Pilote Largo, extremo libre, en suelos friccionales

10.4.2.1.2 Caso 2 Pilote Largo.

De acuerdo al esquema de análisis adoptado en la Figura 6, para este tipo de pilote el valor de Q_{HK} se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{M_U}{K_p \cdot \gamma_K \cdot D^4} = \left(\frac{Q_{HK}}{K_p \cdot \gamma_K \cdot D^3} \right) \cdot \frac{e_H}{D} + \left(\frac{Q_{KH}}{1.5 \cdot K_p \cdot \gamma_K \cdot D^3} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Para que esta ecuación sea válida se tiene que cumplir la condición de que:
 $M_g \geq M_U$

Donde:

$$M_g = \gamma_K \cdot D \cdot g^2 \cdot (1.5 \cdot L_E - g) \cdot K_p$$

$$g = L_E - f$$

$$f = \sqrt{\frac{Q_{HK}}{1.5 \cdot \gamma_K \cdot K_p \cdot D}}$$

observe que la ecuación para determinar $\frac{Q_{HK}}{K_p \cdot \gamma_K \cdot D^3}$ es de tercer grado, y sus valores se dan

en función de $\frac{M_U}{K_p \cdot \gamma_K \cdot D^4}$ y $\frac{e_H}{D}$

10.4.2.3. Pilotes con extremo empotrado

10.4.2.3.1 Caso 1: Pilote Corto

De acuerdo al esquema de análisis adoptado en la Figura 7, para este tipo de pilote, el valor de Q_{HK} se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{Q_{HK}}{K_p \cdot \gamma_K \cdot D^3} = 1.5 \cdot \left(\frac{L_E}{D} \right)^2$$

Para que esta ecuación se cumpla, se tiene que cumplir que:

$M_U > M_E$

Donde:

$$M_E = \gamma_K \cdot K_P \cdot D \cdot L^3$$

los valores de $\frac{Q_{HK}}{K_P \cdot \gamma_K \cdot D^3}$ en función de L_E/D

10.4.2.3.2 Caso 2 Pilote Largo

De acuerdo al esquema de análisis adoptado en la Figura 8 para este tipo de pilote, el valor de Q_{HK} se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{Q_{HK}}{K_P \cdot \gamma_K \cdot D^3} = 1.5 \cdot \left(\frac{2 \cdot M_U}{K_P \cdot \gamma_K \cdot D^4} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Para que esta ecuación sea válida se tiene que cumplir que:

$$M_E = M_U \quad \text{y} \quad M_g \geq M_U$$

Donde $M_E = \gamma_K \cdot K_P \cdot D \cdot L_E^3$

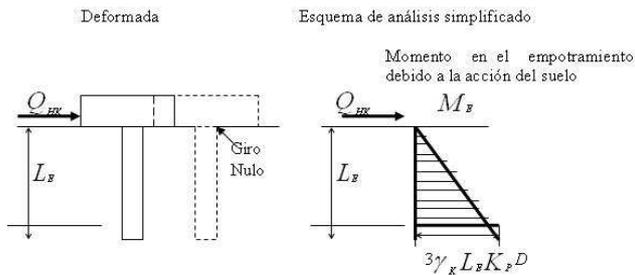


Figura 7. Pilote Corto, extremo empotrado, Suelo friccional.

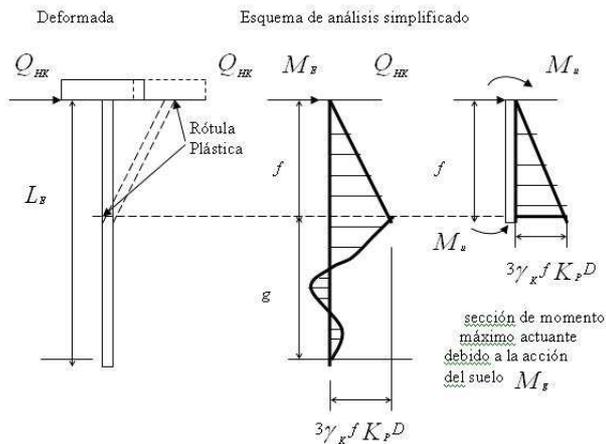


Figura 8. Pilote Largo, extremo empotrado, suelos friccionales

$$M_g = \gamma_K \cdot D \cdot g^2 \cdot (1.5 \cdot L_E - g) \cdot K_P$$

$$g = L_E - f$$

$$f = \sqrt{\frac{Q_{HK}}{1.5 \cdot \gamma_K \cdot K_p \cdot D}}$$

los valores de $\frac{Q_{HK}}{K_p \cdot \gamma_K \cdot D^3}$ en función de de $\frac{M_U}{K_p \cdot \gamma_K \cdot D^4}$ y e_H/D

10.4.3 Cálculo de Q_{HK} en suelos cohesivos

10.4.3.1 Pilotes con extremo libre o articulado.

10.4.3.1.1 Caso 1. Pilote Corto.

De acuerdo al esquema de análisis adoptado en la Figura 9 para este tipo de pilote, el valor de Q_{HK} se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{Q_{HK}}{C_{uK} D^2} = 9 \left[\sqrt{\frac{L_E}{D} \left(\frac{L_E}{D} - 3 \right) + \left(\frac{2e_H}{D} + \frac{L_E}{D} + 1.5 \right)^2} + 2.25 - \left(\frac{2e_H}{D} + \frac{L_E}{D} + 1.5 \right) \right]$$

Para que esta ecuación sea válida se tiene que cumplir que:

$$M_U > M_g$$

donde $M_g = \frac{9 \cdot C_{uK} \cdot D \cdot g^2}{4}$

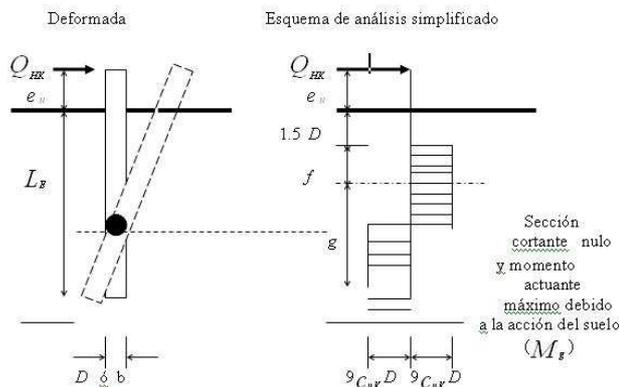


Figura 9 Pilote Corto, extremo libre en suelos cohesivos

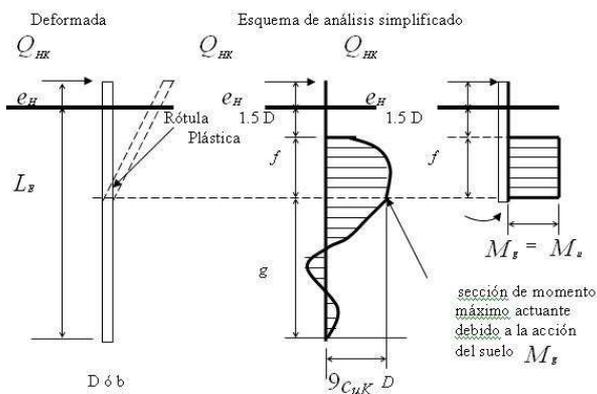


Figura 10. Pilote Largo, extremo libre, suelo cohesivo.

$$g = L - 1.5 \cdot D' - f$$

$$f = \frac{Q_{HK}}{9 \cdot C_{uK} \cdot D}$$

los valores de $\frac{Q_{HK}}{C_{uK} \cdot D^2}$ en función de e_H/D y L_E/D

10.4.3.1.2 Caso 2: Pilotes largos

De acuerdo al esquema de análisis adoptado en la Figura 10 para este tipo de pilote el valor de Q_{HK} se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{Q_{HK}}{C_{uK} \cdot D^2} = \sqrt{81 \left(\frac{e_H}{D} + 1.5 \right)^2 + 18 \frac{M_u}{C_{uK} \cdot D^3} - 9 \left(\frac{e_H}{D} + 1.5 \right)}$$

Para que esta ecuación sea válida se tiene que cumplir la condición de que:

$$M_g \geq M_U$$

El valor mínimo de (g) con el cual se cumple la condición de $M_g = M_U$ se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$g_{\text{mínimo}} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_U}{9 \cdot C_{uK} \cdot D}}$$

la longitud mínima de pilote que cumple esta condición será

$$L_{E(\text{mínima})} = 1.5 \cdot D + f + g_{\text{mínima}}$$

$$L_{E(\text{mínima})} = 1.5D + f + g_{\text{mínima}}$$

$$\text{donde } f = \frac{g_{HK}}{9 \cdot C_{uK} \cdot D^2}$$

los valores de $\frac{Q_{HK}}{C_{uK} \cdot D^2}$ en función de e_H/D y de $\frac{M_U}{C_{uK} \cdot D^3}$

10.4.3.2 Pilote con extremo empotrado:

10.4.3.2.1 Caso 1 Pilote Corto

De acuerdo al esquema de análisis adoptado en la Figura 11 para este tipo de pilote, el valor de Q_{HK} se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{Q_{HK}}{K_p \cdot D^2} = 9 \cdot \left(\frac{L_E}{D} - 1.5 \right)$$

Para que esta ecuación sea válida se tiene que cumplir que:

$M_U > M_E$ donde

$$M_g = 9 \cdot C_{uK} \cdot D \cdot f \cdot (1.5 \cdot D + 0.5 \cdot f)$$

$$f = L_E - 1.5 \cdot D = \frac{Q_{HK}}{9 \cdot C_{uK} \cdot D}$$

los valores de $\frac{Q_{HK}}{C_{uK} \cdot D^2}$ en función de L_E/D

10.4.3.2.2 Caso 2: Pilote Largo

De acuerdo al esquema de análisis adoptado en la Figura 12 para este tipo de pilote, el valor de Q_{HK} se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{Q}{C_{uK} \cdot D^2} = \sqrt{182.25 + \frac{36 \cdot M_u}{C_{uK} \cdot D^3}} - 13.5$$

Para que esta ecuación sea válida se tiene que cumplir que:

$$M_E = M_u \text{ y que } M_g \geq M_U$$

donde:

$$M_g = 9 \cdot C_{uK} \cdot D \cdot f \cdot (1.5 \cdot D + 0.5 \cdot f)$$

$$f = \frac{Q_{HK}}{9 \cdot C_{uK} \cdot D}$$

El valor mínimo de (g) con el cual se cumple la condición de $M_g = M_U$ se calcula mediante la siguiente expresión:

$$g_{\text{mínimo}} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_U}{9 \cdot C_{uK} \cdot D}}$$

La longitud mínima de pilote que cumple esta condición será:

$$L_{E(\text{mínima})} = 1.5 \cdot D + f + g_{\text{mínima}}$$

los valores de $\frac{Q_{HK}}{C_{uK} \cdot D^2}$ en función de $\frac{M_U}{C_{uK} \cdot D^3}$

Momento en el empotramiento debido a la acción del suelo

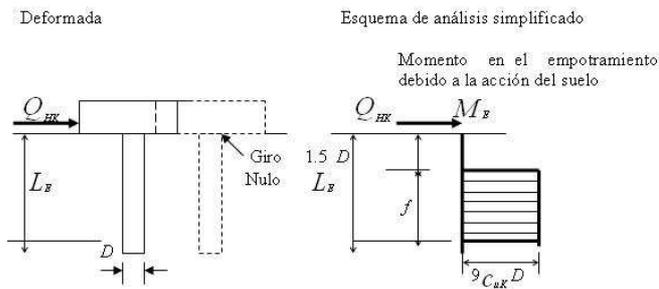


Figura 11. Pilote Corto, extremo empotrado, Suelo cohesivo.

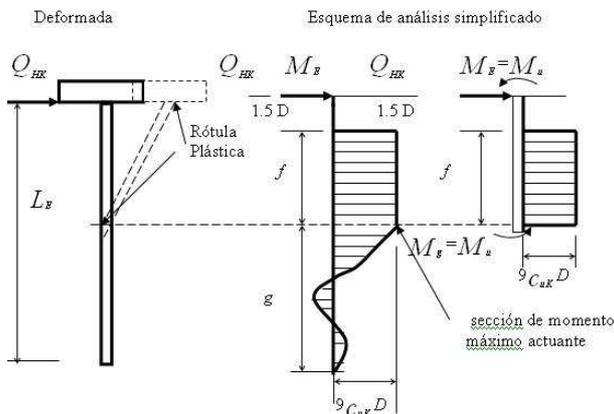


Figura 12. Pilote Largo, extremo empotrado, suelo cohesivo

10.4.4 Procedimiento para el diseño de pilotes verticales cortos sometidos a cargas horizontales.

1. Se asume $H^*_P = Q_{HK}$ y se determina $Q_{HK} = Q_{HC} \cdot \gamma_s \cdot \gamma_{gH}$
2. Con los valores de Q_{HK} , D , restricciones del extremo, tipo de suelo y propiedades físicas y mecánicas:

Se determina L_E en función de D

Diseño geotécnico del pilote para carga vertical, teniendo en cuenta la reducción de la capacidad soportante de la punta por simultaneidad de cargas.

10.4.5 Diseño estructural del pilote.

10.4.5.1 Procedimiento para la revisión de pilotes verticales sometidos a cargas horizontales.

Con los valores de : L_E , D , M^*_U , H^*_P , tipo de suelo, restricciones de extremo y propiedades físicas y mecánicas:

Se determinan dos valores de Q_{HK} : uno en función de L_E y otro en función de M^*_U

Se toma el menor de Q_{HK} y se determina Q_{HC} según:

$$Q_{HC} = \frac{Q_{HK}}{\gamma_s \cdot \gamma_{gH}}$$

se verifica si se cumple que $Q_{HK} \geq H^*_P$

11. Dimensionamiento del grupo de pilotes atendiendo al criterio de deformación.

11.1 Para garantizar el cumplimiento de este estado límite se debe garantizar la condición siguiente:

$$S < S_{LIM}$$

donde:

S: desplazamiento o deformación de cálculo.

S_{LIM} : desplazamiento o deformación límite permisible

Los desplazamientos o deformaciones que deben cumplir esta condición, en función del tipo de obra, serán los siguientes:

S: Asiento absoluto en la base de la cimentación.

\bar{S} : Asiento absoluto promedio de las bases de las fundaciones de la obra.

Tan ρ : distorsión angular. Este tipo de desplazamiento se calculará mediante la siguiente expresión:

$$\tan \rho = \frac{\Delta_s}{L_C}$$

donde: Δ_s : asiento diferencial entre dos fundaciones contiguas.

L_C : distancia entre los ejes de las fundaciones.

S_H : desplazamiento horizontal de la base de la cimentación.

Los valores límites de S, \bar{S} y Tan ρ serán los establecidos en las normativas del país para este tipo de obra.

Método de cálculo de los asientos absolutos.

Pilotes aislados.

Para el cálculo del asiento absoluto de este tipo de cimentación, se supone que el mismo será igual al que alcance una cimentación equivalente cuyas dimensiones y situación se muestra en la Figura 13

El asiento absoluto de esta cimentación equivalente se determina igual que el de una cimentación superficial.

Grupos de pilotes.

Para el cálculo del asiento absoluto de este tipo de cimentación, se supone que el mismo será igual al que alcance una cimentación equivalente, cuyas dimensiones y situación se muestran en la Figura 14. El asiento absoluto de esta cimentación equivalente se determinará igual que el de una cimentación superficial.

Cuando el espaciamiento entre pilotes sea mayor de:
 $D + 2 \cdot \tan \alpha$

se calculará el asiento como pilote y como grupo de pilote, tomándose el mayor de los asientos calculados para compararlo con el asiento absoluto límite.

Método de cálculo de los desplazamientos horizontales S_H .

Para determinar los desplazamientos horizontales de grupos de pilotes o de pilotes aislados, se utilizará el mismo esquema de análisis que se muestra en las Figuras 15a y 15b respectivamente.

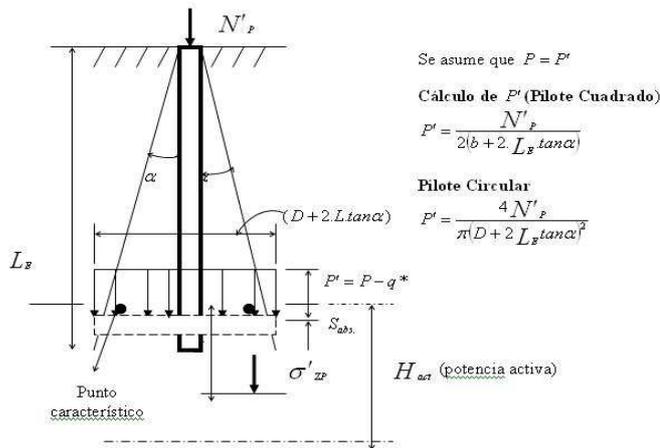


Figura 13. Cálculo del asiento de un pilote aislado resistente en fuste o resistente en fuste y en punta.

Tabla de valores de (α)

Tipo de pilote	Tipo de suelos	Valor de (α)
Resistente en fuste ó Resistente en punta y fuste	Cohesivo $IL \leq 0.25$	10
	$IL < 0.25 \leq 0.75$	6
	$IL > 0.75$	2
	Friccional	$\frac{\varphi^*}{4}$
Punta	-	0

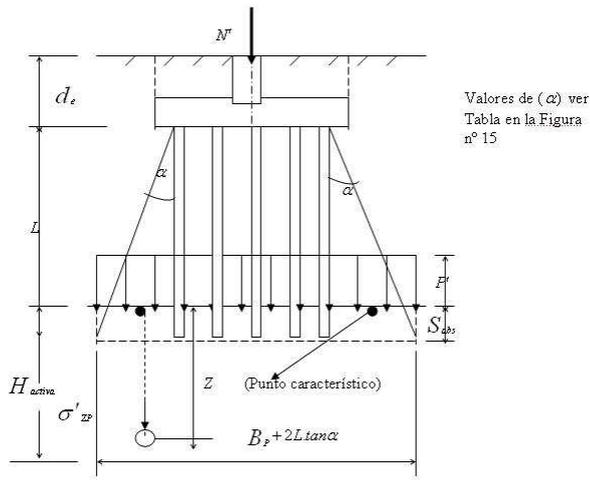


Figura 14. Cálculo de asentos de grupos de pilotes (Resistentes en fuste, punta ó ambos)

Cálculo de P'

$$P' = \frac{N'}{(B_p + 2 \cdot L \cdot \tan \alpha) \cdot (L_p + L \cdot \tan \alpha)}$$

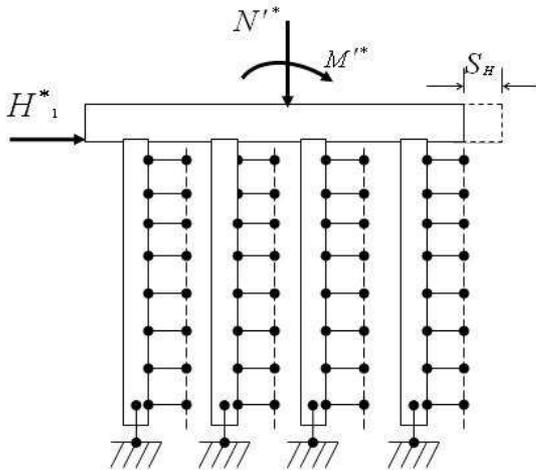


Figura 15a. Desplazamientos horizontales. Grupos de pilotes.

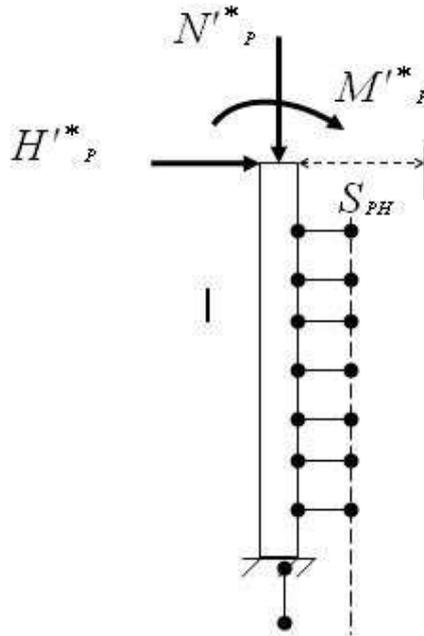


Figura 15b. Desplazamientos horizontales. Pilote aislado.

12. Efecto de la fricción negativa en los pilotes.

12.1 Cuando el fuste de los pilotes está en contacto con suelos cohesivos con $C_U \leq 15$ kPa, que se encuentran en proceso de consolidación (tales como arcillas blandas, cienos, y rellenos recientes), y la punta del pilote está apoyada en suelos menos compresibles, se tiende a producir un movimiento relativo entre los suelos en proceso de consolidación (así como todos los que suprayacen, independientemente del valor de C_U) y el fuste del pilote, conocido como arrastre, provocándose la fricción negativa.

La magnitud del desplazamiento vertical del pilote necesario para provocar la fricción negativa es muy pequeña.

El efecto de la fricción negativa $Q_{negativa}$ se toma como una carga actuando sobre el pilote (ver Figura 16) y para garantizar que se cumpla el estado límite de estabilidad en cada pilote del grupo, se debe cumplir la siguiente condición:

$$Q_{negativa} + N^*_P \leq Q_{VCG}$$

Donde:

$Q_{negativa}$: fricción negativa que actúa en la superficie del fuste del pilote, determinada por la expresión:

$$Q_{negativa} = P_P \cdot L_N \cdot f_n$$

L_N : longitud del pilote igual al espesor del ó de los estratos que inducen la fricción negativa.

f_n : fricción unitaria promedio negativa.

12.2 La fricción negativa $Q_{negativa}$ se determina usando las mismas expresiones dadas para el cálculo de la resistencia de fricción por el fuste Q_{fC} pero con los valores de $\bar{\varphi}$, \bar{C} , \bar{q} y \bar{f} promedios y los coeficientes de estimación γ_{gf} , $\gamma_{gtan\varphi}$ y γ_{gC} igual a uno.

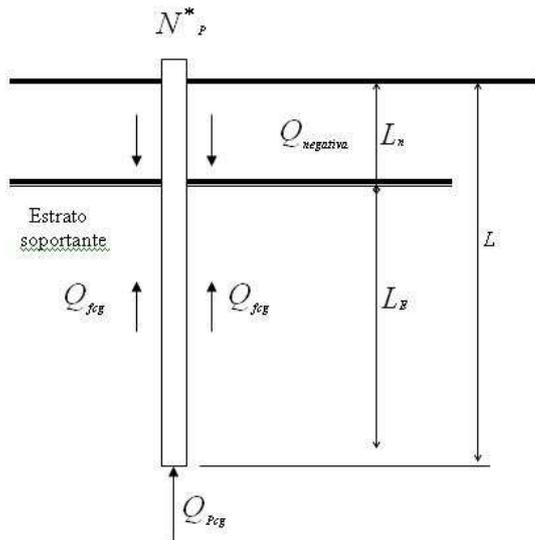


Figura 16. Efecto de la fricción negativa $Q_{negativa}$ en los pilotes.

13. Bibliografía:

Bearing capacity of soil. Engineer Manual, EM 1110-2-1903 Corps of Engineers, US Army, 1958.

Broms, B., Lateral resistance of piles in cohesionless soils, ASCE, Vol 90.No.SM3 NY, 1964.

Meyerhof, G.G., Bearing capacity and settlement of piles foundation, Proceed. ASCE, Vol 102, NY, 1976.

Canadian foundation engineering manual. Canadian Geotechnical Society, Montreal, 1978.

Ibañez Mora, L. Modelación matemática de las Cimentaciones sobre Pilotes sometidas a carga axial. TD. ISPJAE. 2001

_____ Análisis de la Interacción Cabezal/ Suelo en Cimentaciones sobre Pilotes. Revista Digital: Revistaciencias.com. 2006

Poulos, H. C. and Davis. E. H., Pile foundations analysis and design, J. Wiley and Sons. USA, 1980.

Oteo, C.S.; Valerio J. Análisis Simplificado de Pilotes sometidos a cargas horizontales Estáticas y Dinámicas. Bol. Inf. Laboratorio de Carreteras y Geotécnia. España, 15-20, 1981.

Meyerhof, G.G. Scale effects or ultimate pile capacity. AJCE J. Geotech, Eng. 109 (6): Jun, 1983.

Davidian, Zanen Pilotes y Cimentaciones sobre pilotes. 2 ed. Barcelona. Editores Teóricos Asociados. C, 1985.

Manual Canadiense de Cimentaciones. 2da.Edittion. Canadian Geotechnical Society (Draf Public Commint) Edit., 1985.

Poules, Harry C. Modification calculation of pile-ground settlement interaction. AJCE J. Geotech. Eng.114 (b), June, 1988.

Lee, S.L. et al. Rational equivalent model for pile-driving. Analysis. AJCE J. Geotech eng. 114. (3).

Conclusiones.

En este trabajo han sido investigadas diferentes problemáticas relacionadas con la distribución de las cargas, la capacidad de carga y un estudio sobre las diferentes formulaciones para la determinación de la capacidad de carga; en cada uno de los epígrafes se han analizado los resultados obtenidos, llegando a conclusiones específicas en cada uno de ellos. A continuación, se hace énfasis en aquellas conclusiones, que resumen el aporte de este trabajo al tema objeto de estudio:

1. Se corroboran los criterios obtenidos de la modelación por el Método de los Elementos Finitos, y, por tanto, se incorporarán a la nueva Propuesta de Norma las nuevas expresiones para el cálculo del coeficiente de capacidad de carga y para determinar el coeficiente de empuje de suelo en el cálculo del aporte a fricción en los suelos friccionales.
2. Puede llegarse a una disminución de la carga actuante a nivel del pilote, si se tiene en cuenta el aporte del terreno, en la medida en que disminuye la diferencia entre los módulos de deformación del suelo bajo la punta del pilote y bajo el cabezal, lo que puede representar una reducción de la carga total actuante a nivel de cada pilote en el rango de un 5 a un 26%.
3. A través de la modelación matemática, con el empleo del MEF, se puede cuantificar el valor de capacidad de carga de una cimentación sobre pilotes de diferentes diámetros y longitudes, apoyado en suelos cohesivos y/o friccionales.
4. Se propone una nueva relación para el cálculo de la profundidad crítica que coincide con los valores registrados en la literatura internacional, $Z_c = 20 \cdot D$.
5. Se comprueba la validez de las expresiones para determinar el aporte en punta en suelos cohesivos y se fijan nuevos coeficientes para determinar el aporte a fricción.
6. Se comprueba la validez de los resultados obtenidos utilizando el MEF al compararlos con los resultados de pruebas de carga reales.
7. Existen notables diferencias al comparar los resultados que se obtienen en el diseño de una cimentación sobre pilotes, según la normativa que se analice, alcanzándose diferencias de hasta un 30%.

Recomendaciones.

A pesar de los resultados obtenidos en esta investigación, todavía quedan muchos aspectos del diseño de cimentaciones sobre pilotes que deben ser trabajados con mayor profundidad. Como recomendaciones para futuras investigaciones que continúen los objetivos tratados en el presente trabajo se pueden mencionar las siguientes:

1. Realizar una modelación tridimensional del fenómeno de capacidad de carga en cimentaciones sobre pilotes, con el fin de conocer y cuantificar la influencia de los pilotes vecinos en la capacidad de carga y las deformaciones en la cimentación.
2. Realización un análisis similar al realizado en este trabajo para el caso de pilotes apoyados en roca y otras situaciones como pilotes próximos a un talud o sometidos a carga horizontal.
3. Incorporar todos los resultados obtenidos en este trabajo, a la propuesta de norma actual para el diseño geotécnico de cimentaciones sobre pilotes, acompañado de un software que reúna todos los algoritmos y facilidades necesarias, a los ingenieros y proyectistas geotécnicos, que permita una mejor asimilación y más rápida introducción en las Empresas de Proyectos y demás entidades vinculadas a esta temática.

1. Albiero, H. (1990): Empleo de fórmulas empíricas para la estimación de la carga última en pilotes. São Carlos. 311p. Escuela de Ingeniería de São Carlos, Universidad de São Paulo, EESC-USP.
2. Alonso, E.; Casanovas, J.C. (1991): Micropile foundation of a singular building over existing underground structures. Coloquio Internacional de Cimentaciones Profundas. Paris, 1991.
3. Altaee, A. (1998): Physical Modeling in Sand. Canadian Geotechnical(3)p. 420-431
4. American Society of Civil Engineers[ASCE] (1993): Design of pile foundations (Technical Engineering and Design guide as adapted from the U.S. army Corps of Engineers, No. 1). American society of civil Engineerings, New York.
5. Aoki, N. (1991). Aspectos geotécnicos da interação estrutura macizo de suelos. SEFE II 2º Seminário Engenharia Fundações Especiais. São Paulo, Vol. 2, p. 269-292.
6. Aoki, N.; Cintra, J.C.A. (1997): New Interpretations of the Dynamic Loading Curves for Driven Piles Based on the Energy Approach. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. p. 467-472. Rotterdam, Balkema.
7. Ayres, A. y Salles, R. (1998): Validación de la adaptabilidad de los métodos de estimación de capacidad de carga en diferentes tipos de pilotes. Procceding XI Congreso Brasileño de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotecnica, p. 1591 – 1598
8. Balachowski, L (1995): Different aspects de la modelisation physique du comportement des piux. Ph.D. Thesis Inst national Polytechnique, Grenoble.
9. Balech, J. (2000): Análisis de la transferencia de carga de pilotes hincados en arcillas a partir de pruebas de carga dinámica de energía creciente. São Carlos. 152 p. Escuela de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
10. Barbey S., R.: Mecánica de suelos. s.l., s.n., s.a. p. 281-318.
11. Berezantzev, V. G. (1961): Load bearing capacity and deformation of piled foundations. V ICSMFE, París, vol. 2, p. 11-15
12. Bernades, G. y Gonsalves, C. (1998): Prueba de carga dinámica de un pilote prefabricado apoyado en una arena arcillosa densa. Procceding XI Congreso Brasileño de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotecnica, p. 1535-1541.
13. Borges, M; Cintra, C. (1998): Asentamientos de grupos de pilotes de pequeño diámetro. Procceding XI Congreso Brasileño de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotecnica. 1351-1357.
14. Bowels, J.E. (1982): Foundation Desing and Analysis. McGraw-Hill, New York.
15. Bowles, J. E. (1984): Phisical and Geotechnical Properties of Soils. 2da Edición. New York. Ed. Mac Grau- Hill Books. 578 p.

16. Brau, J. P. Berga, J.P. (1997): Estado de las tensiones iniciales en los suelos y cálculo por MEF. Francia. Boletín de laboratorio de mecánica de suelo # 215-1997. (Enero-febrero) 15-31pág
17. Brown, M. J (2006) Analysis of a rapid load test on an instrumented border pile. Artículo de Internet.
18. Bustamente, M. and Gianceselli (1982): Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer. Proc. ESOPT II, Amsterdam, Vol, 2. P 493-500.
19. Caballero, Carina R. (2003) Metodología para la determinación de la capacidad última de carga de pilotes basado en la modelación y utilización de ensayos no destructivos. Artículo de Internet.
20. Calavera (1990): Diseño estructural de cimentaciones. Editorial Limusa. España. 145p.
21. Caquot, A and Kerisel, J. (1964): Tratado de Mecánica de Suelos. 1ed en castellano. Gaunthier-Villars, Paris, France.
22. Chow, Y.K. (1991): Pile Cap-pile-group Interaction in nonhomogeneous Soil. Journal of Geotechnical Engineering, Vol 117, No. 11, p 1655-1668
23. Código del American Petroleum Institute . API (1984)
24. Coyle, H. M. and Castello, P.R. (1981): "New Design correlations for Piles in Sand", Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, vol 107 no GT7, pág 965 – 968.
25. Coronado, R. C. (2003) Metodologías de análisis y diseño de pilotes. Artículo de Internet.
26. Cunha, R.P. and Sales, M.M. (1998): Field Load Tests of Piled Footings Founded on a Tropical Porous Clay. Proc. 3rd Inter. Geot. Seminar Deep Foundation on Bored and Auger Piles. Ghent. p. 433-438.
27. Darve, F. and Labonieh. (1980): S. Incremental constitutive law for sands and clays: simulation of monotonic and cyclic test. Int. J, Number anal. Methods Geomechanical, 8, No 1
28. Das, Braja M. (1999): Principios de ingeniería de Cimentaciones. Braja M. Das. Editorial Thomson. México. 4ta edición. 855 pág.
29. De Beer, E.E.(1965): Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand. Proc. Symp. Bearing capacity and settlement of Foundations. Duke, Univ., Durham, N.C.
30. Deeks, A. J. (1992): Numerical analysis of piles driving dynamics. Ph.D. Thesis University of Western. Australia.

31. Delgado M. (1999): Ingeniería de Cimentaciones. Fundamentos e introducción al análisis geotécnico. Manuel Delgado Vargas. Editorial Alfaomega. Colombia 1999. 500 pág.
32. Espinoza, D. (1991): Application of wave propagation theory in pile driving analysis. Internal report AAE-646. West Lafayette, In Purdue University.
33. Fellenius, Bengt H (1991) Axial load transfer for pile. Artículo de internet.
34. Fellenius, Bengt H (2001) Axial loading test on bored piles and pile in groups. Artículo de internet.
35. Fleming, W. G.(1992): A new method for single pile settlement prediction and analysis. Geotechnique 42. No 3, 411-416
36. Fernández, H. y Duarte, I. (1998): Estudio del comportamiento no lineal de pilotes cargados lateralmente usando elementos finitos tridimensionales. Proceeding XI Congreso Brasileño de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, p. 377-383
37. Fleming, W, (1985): Piling Engineering, W. Fleming and M. Randolph. Surrey Univ. Press.
38. Frank, R. (1994): The new Eurocode and French code for the design and construction of deep foundations. Proc. Int. Conf. On Design and construction of deep foundation, US-FHWA.
39. Galabru, P. (1974): Cimentaciones y túneles. Editorial Reverte. Barcelona, p. 5-91.
40. García, O. y Rozsival, A. (1983): Determinación de la fricción en el fuste de pilotes perforados en una obra en Cuba. Revista Ingeniería Civil 6 –89.pag 599 –623.
41. Goble, G.G (1994): Pile driving an international state of the art. Proc. International Des. And Constrn. Of deep foundations. FHWA, Orlando, 1 1-26
42. González, S. (1999): Modelación de las deformaciones en cimentaciones sobre pilotes. UCLV. TD, 97 pág.
43. Grillo, O. (1947): Influence scale and chart for computation of stresses due to point load and pile load. Proc. Of the Second International Conference on soil Mechanics and foundation Engineering. Rotterdam.
44. Gusmão Filho, J.A. e Gusmão, A.D. (2000): Compaction Piles for Building Foundation, International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne
45. Hansbo, S. (1993): Interaction Problems Related to the Installation of Pile Groups. Proc. 2nd Inter. Geot. Seminar Deep Foundation on Bored and auger Piles. Ghent, pp. 59-66.
46. Hansen, B. J. (1961): A general formula for bearing capacity. Bulletin N11, Danish Technical Institute, Copenhagen.

47. Hassan T., F; Ibañez, L. (1996): Diseño de cimentaciones sobre pilotes. Algoritmización de las metodologías de diseño. TD. UCLV, 80 p.
48. Ibañez M, L. (1997): Modelación del suelo y las estructuras. Aplicaciones. Tesis de Maestría. UCLV, 91 p.
49. Ibañez M, L. (1998): Consideraciones acerca la interacción cabezal terreno en cimentaciones sobre pilotes. Procceding II Simposio Internacional de Estructuras y el Terreno, p 56-58.
50. Ibañez M., L. (1999): Consideraciones acerca del cálculo de los asentamientos en pilotes de gran diámetro. Revista Ingeniería Civil 3-99
51. Ibañez M., L. (2000); Algunas recomendaciones para la modelación de problemas tensión deformación en cimentaciones sobre pilotes. Revista Internacional de Métodos Numéricos para el Cálculo y Diseño Estructural # 1626 (Aceptado a publicar)
52. Ibañez M., L (2002): Análisis del comportamiento geotécnico de las cimentaciones sobre pilotes sometidas a carga axial mediante la modelación matemática.
53. Itasca (1996): Flac Manual, Versión 3.3. Mimneapolis, Minesota.
54. Jiménez S., J. A. (1994): Curso sobre pilotajes y cimentaciones especiales. CEDEX. Madrid. Tomo I y II.
55. Jiménez S., J. A. (1986): Geotecnia y Cimientos. Editorial Rueda. Madrid. Tomos II y III.
56. Juárez B., E.; Rico R., A. (1969): Mecánica de suelo. Edición Revolucionaria, La Habana. 1969. Tomo I y II.
57. Kaniraij, S. R. (1993): A semi-empirical equation for settlement ratio of pile foundations. Vol 33, No 2, p. 82-90.
58. Kay J. N. (1999): Ultimate capacity of driven piles in sand. Journal Geotechnical. Pag 65 -70
59. Kezdi, A. (1964): Bodenmechanik. Verlag fur Bauwesen, Berlín, Vol. 2.
60. Kondner, R.L. (1963): Hiperbolic Strees-Straning response cohesive soils. Procceding ASCE, JSM and F. Dn. Vol 89. SM-1. 1963, p. 115-143.
61. Kulhaway. F. (1991): Drilled shat foundations. Foundation Engeneering Hanbook, 2da edición, Van Nostrand Reinholds.
62. L' Herminier, R.(1968): Mecánica de suelos y dimensionamiento de firmes. Versión al Español de José Luis Ortiz. Madrid. Editorial Blume, 208 p.
63. Lambe, T. W. (1991): Mecánica de suelos. Editorial Limusa. Mexico.
64. Lee, C. Y. (1991): Discrte layer analysis of axially loaded piles and pile groups. Computers and Geotechnics 11, p 295-313.

65. Lee, C. Y. (1993): Settlement of pile groups – practical approach. Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE vol 119 n6, p 984-997
66. León, M (1980): Mecánica de suelos. Editorial Pueblo y Educación. s.a. 40 p.
67. León, M. (1997): Estudio de la interacción estática suelo-estructura. Aplicaciones al análisis de cimentaciones. TD. La Habana. Cuba. 108 pág.
68. Lobo, A. S.; Ferreira, C. V.; Albeiro, J. H. (1997): Redistribución de carga entre pilares de edificios durante a la construcción. Jornadas Sur Americanas de Eng. Estrutural, XXVIII, São Carlos, 1997. Anais, São Carlos, p.1545-1554.
69. Lototzke, J. (1997): Effects of reaction piles in axial pile a soft rock. Proc Int Conf. Soils Mechs. And Found. Hamburg, 2: 1097-1101
70. Mandolini, A. (1997): Settlement of piled foundations. Geotechnique.(4) p. 791-816
71. Mata, W. Romulo, C. (1998): Análisis numérico del comportamiento de pilotes en suelos estratificados. Procceding XI Congreso Brasileño de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotecnica. P 285-291
72. Menzanbach, E. (1968a): La capacidad de carga de pilotes y grupos de pilotes. La Habana. CITC. Universidad de la Habana. 78 p.
73. Menzanbach, E. (1968b): La distribución de presiones en el suelo por carga impuesta. La Habana. CITC. Universidad de la Habana. 107 p.
74. Mesat, P. (1993a): Combinaciones de elementos finitos para las obras geotecnicas. Consejos y recomendaciones. Francia. Boletín de laboratorio de mecánica de suelo # 212 (Julio- Agosto), p. 39-64
75. Mesat, P. (1993b): Modelos de elementos finitos y problemas de convergencia en el comportamiento no lineal. Francia. Boletín de laboratorio de mecánica de suelo # 214 (Nov-Dic), p. 34-56
76. Meyerhof G. G. (1995): "Behavior of Pile foundation under special leading conditions: 1994 R.M, hardy keynotes adres", Canidian Geotechnical Journal, Vol 32 No 2 pp 202-222.
77. Meyerhof, G. G. (1951): The ultime bearning capacity of foundations. Geotechnique, No 2.
78. Meyerhof, G. G. (1976): Bearing capacity and settlement of pile foundations. Eleventh Terzaghi lecture. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. GT 3.
79. Midlin, R.D. (1975): Fuerza puntual en el interior de un semiespacio. Revista Ingeniería Civil 3-75, p. 263-290.
80. Milovic, S. D. (1998): A comparison between observed and calculated large settlements of raft foundations. Canadian Geotechnical. J. 35, pp. 251-263.

81. Ministerio de Educación. Anteproyecto de norma cubana (1989): Cimentaciones sobre pilotes. Métodos de cálculo para el dimensionamiento geotécnico. Ministerio de Educación. Cuba. Editorial Pueblo y Educación, 50 p.
82. Moreno, A.; Lima, R. (1987): Métodos para el análisis y diseño de cimentaciones sobre pilote. Recopilación bibliográfica. TD. UCLV. 102 p.
83. Noriega, C. (1998): Comparacao entre adesa obtenida atarves de torque medido nas sondagens a percussao e restencia lateral de estacas premoldeadas. Procceding XI Congreso Brasileño de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, p 1557-1564
84. Normas Soviéticas: Cimentaciones sobre pilotes. Normas Soviéticas. s.l., s.a. octubre, 30 p.
85. Olivera, S. y Aoki, N. (1998): Análisis de la seguridad en el proyecto de cimentaciones sobre pilotes: Métodos de los estados limites. Procceding XI Congreso Brasileño de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. 1399-1406
86. Ortiz, J. M.; Serra J (1986): Curso aplicado de Cimentaciones. 3ra edición. Colegio Oficial de Arquitectos. Madrid.
87. Oteo, C (1992): Resistencia y deformación de los grupos de pilotes verticales con especial consideración en los esfuerzos alternativos. Tesis Doctoral. ETS Caminos, Canales y puertos. Universidad Politécnica de Madrid.
88. Oteo, C. (1980): Cimentaciones por pilotajes. Capítulo 3 en Geotecnia y Cimientos. Madrid. Editora Rueda.
89. Oteo, C; Rein, J. M.(1987): Racalce profundo de un edificio fisurado para el control de asentos. Revista Arte y Cemento. Marzo 87. Madrid.
90. Paulos, H. G (2000): Pile load test metodos – applications and limitations. Libro de homenaje a Jiménez Salas. CEDEX p. 101-111.
91. Poulos, H. G. (1993): Settlement prediction for bored pile groups. Proc. 2nd International Geotechnical Seminar on deep foundations on bored and auger Piles. Ghent, Bélgica 1-4 julio, p 103-117
92. Poulos, H. G. and Davis, E.H. (1980): Pile foundation analysis and design. Chichester: Wiley.
93. Quevedo S., G. (1994): Diseño geotécnico de cimentaciones superficiales. Manual del proyectista. UCLV, 89 p.
94. Randolph, M.F. (1994): Design methods for pile groups and piled rafts. Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. New Delhi: 1-21.

95. Randolph, M.F.; Wroth(1980): Application of the failure state in indrained simple shear to the shaft capacity of driver of piles. *Revista Geotechnique*. Vol 31. No 1 p. 143-157.
96. Resse, L.C. (1984): *Handbook on Design of piles and Drilled Shafts Under Lateral Loads*. US Departament of Transp., Washington, DC, USA
97. Rivero L., C. (1984): Pilotes en roca. *Revista Ingeniería Civil* 1-84. P. 14-31.
98. Rocha, P.; Carvalho, D. (1998): Estimación de la capacidad de carga de pilotes pre moldeados a través de pruebas de carga dinámicas. *Procceding XI Congreso Brasileño de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, p. 1351-1357.
99. Rodríguez, J. y Auvinet, G. (2002) *Aplicación del Método de Elementos Finitos al diseño de cimentaciones pilotadas*. Artículo de Internet.
100. Rogel, J.M. (1987): *Transferencia de carga a lo largo de un pilote excavado en arcillas rígidas*. Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Madrid.
101. Rogel, J.M.; Oteo C. (1989): Load transfer along bored piles in stiff clays. *Proc. Int. Symp. on Deep. Founds on Bored and Anger Piles*. p. 245-251.
102. Ruedas-Medina, R. y Jaime, A. P. (2006) *Eficiencia de grupos de pilotes*. Artículo de Internet.
103. Sales M.M. (1998a): El uso del método de las diferencias finitas en al análisis de pilotes cargados lateralmente. *Procceding XI Congreso Brasileño de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotecnica*, 245-252.
104. Sales, M.M. (2000a): *Análise de Sapatas Estaqueadas*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.
105. Sales, M.M. y Cunha R. (1998b): Importancia del dominio en el análisis numérico de asentamiento de pilotes aislados. *Procceding XI Congreso Brasileño de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotecnica*, p 237-244
106. Sales, M.M., Cunha, R.P. e Farias, M.M. (2000a): *Uso de método numérico na análise de sapatas estaqueadas*. Submetido à publicação no IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia-SEFE IV, São Paulo
107. Sánchez R., A.; Arguelles, J. (1982): Modelo matemático simplificado para análisis dinámico de pilotes. *Revista Ingeniería Estructural* 2 –82, p 162 –171.
108. Shakhirev, V. (1996): *Estudio experimental del suelo durante la hinca de pilotes*. Francia. *Boletín de laboratorio de mecánica de suelo* # 206 (Nov-Dic), p. 95-116
109. Simancas M., O. (1999): *Capacidad de carga en cimentaciones Superficiales*. Tesis de Doctorado. ETISIMO de Oviedo. España, 165 p.

110. Simons, N.E. (1977): A short course in foundation engineering. N. Simons and Menzies. Butterworths. 1997
111. Skempton, A. W. (1951): The bearing capacity of clays. Bldg. Res. Congress 1951, Div. 1, Pt 3, p.180
112. Skempton, A. W. E MacDonal, D. H. (1956): The allowable settlement of buildings, Institute of Civil Engineers. London, Vol 5, N.3, p 727-784
113. Soriano, A.; Oteo C. (1982): Numerical analysis of the behaviour of piles on soft rocks. Proc. Int. Symp on Numerical Models in Geomech. Zurich.
114. Sowers, G y Sowers F. (1977): Introducción a la mecánica de suelo y cimentaciones. La Habana. Editorial Pueblo y Educación, 677 p.
115. Terzaghi, K. (1943): Theoretical soil mechanics, John Wiley and Sonns, New York.
116. Tomilson, M. J. (1986): Foundation design and construction. M. Tomilson. Longman 5ta edición.
117. Vallabhan, C.V.G. (1998): A new model for the analysis of settlement of drilled piers. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.(2) p.143-152.
118. Vam Impere, W.F. (1994): Developments in piles Design, 4th International DFI Conference, Balkem, Rotterdam, Vol2, p 727-758
119. Vega, Vélez. M (2005) Evaluación de métodos dinámicos para predecir capacidad de carga de fundaciones profundas. Artículo de Internet.
120. Vesic, A.S. (1977): Design of pile foundations, National Cooperative highway Reseach Program. Synthesis of Practice No 42, Transportation Reseach Board, Washington, DC.
121. Wölfer, K.I (1971): Elastically supported beams. Beauverlag Gmbh, Wiesbaden. Berlín.
122. Wong, K.S. (1996): Special load test for piles sijected to negative skin friction. Proc 12th SE asian Geot. Kuala Lumpur 399-402
123. Wong. K.S and Tech (1995): "Negative skin frictions and piles in layerd soil deposit", Journal of Geotechnical and goevironmental. Engineering american society of Civil Engineers, Vol 121, no 6, pp 475 – 465
124. Woo, S. M. And Juan, C. H. (1995): "Analysis of pile test results". Development in deep foundantions and ground improvental shemes. Ed. A. S Belasubramaniam el at, Rotterdam, pp 69-89
125. Wu, G.X.(1998): Dynamic nonlinear analysis of pile foundations using finite element method in the time domain. Canidian Geotechnical(1) p. 44-52

126. Zeeverat(1992): Piling and pilesd founsations. Proc Conf. Soil Mecanics Foundation Enginnering. París, Vol II. P 386.
127. Zinkiewics, O.C. (1999): Computational Geomechanics. Willey