

118  
20



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES  
PROFUNDAS EN LA CIUDAD DE MEXICO**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A N

**ISRAEL REYES MUÑOZ**

**ADAN ROMERO EMBRIZ**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**





Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## INDICE

I.- INTRODUCCION _____	1
II.- ESTUDIOS Y EXPLORACIONES GEOTECNICAS EN LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO	
Estudios y exploraciones _____	6
Zonificación _____	6
Zona I ( Lomas ) _____	6
Zona II ( Transición ) _____	7
Transición Alta _____	7
Transición Baja _____	10
Zona III ( Lago ) _____	12
Lago Virgen _____	14
Lago Centro I _____	15
Lago Centro II _____	17
Estudios Geotécnicos	
Fases de la exploración geotécnica _____	18
El programa de exploración	
Levantamiento geológico _____	25
Exploración geofísica _____	26
Exploración con sondeos y muestreos	
Tipos de sondeos _____	32
Características del subsuelo de la arci lla de la Ciudad de México _____	43
III.- CLASIFICACION Y TIPOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS	
Clasificación y tipos de cimentaciones profundas _____	50
Según la forma como se transmiten las cargas al subsuelo _____	53
Según el material de fabricación _____	62

Según su procedimiento constructivo \_\_\_\_ 64

#### IV.- COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Comportamiento de cimentaciones profundas _____	72
Comportamiento de cimentaciones sobre pilotes de punta _____	76
Comportamiento de cimentaciones con pilotes de fricción _____	78
Comportamiento de tipos especiales de cimentación _____	79
Fallas en cimentaciones piloteadas ____	79
Comportamiento de cimentaciones parcialmente compensadas con pilotes de fricción _____	83
Casos particulares de fallas provocadas por el sismo en cimentaciones profundas en la Ciudad de México _____	84
Panorama general de fallas de cimentaciones profundas durante el sismo _____	88
Comportamiento dinámico de la arcilla _	90

#### V.- ANALISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Introducción _____	94
Diseño geotécnico _____	95
Cimentaciones profundas en suelos cohesivos _____	99
Capacidad de carga en arcillas con $Cu < 10 \text{ ton/m}^2$ _____	100

Capacidad de carga en arcillas con $C_u > 10 \text{ ton/m}^2$ _____	103
Capacidad de carga de grupos de pilotes en arcilla _____	103
Asentamiento de pilotes individuales en arcilla _____	104
Asentamiento de grupos de pilotes en arcilla _____	104
Fricción negativa en arcilla _____	106
Pilotes y pilas coladas en suelos cohesivos _____	111
Pilotes hincados cerca de laderas naturales _____	114
Bufoamiento durante el hincado de pilotes _____	115
Pilotes en arcillas expansivas _____	115
Cimentaciones profundas en suelos granulares _____	116
Capacidad de carga, según la penetración estandar _____	116
Capacidad de carga, según la teoría de la plasticidad _____	117
Capacidad de carga, según la penetración estática con cono _____	124
Capacidad de carga, según pruebas de campo _____	125
Resistencia a la penetración del pilote _____	125
Capacidad de carga de grupos de pilotes _____	126
Asentamiento de pilotes individuales, apoyados en arena _____	129
Asentamientos de grupos de pilotes en suelos arenosos _____	132

Cimentaciones profundas en roca _____	134
Capacidad de carga por punta, en roca _	138
Capacidad de carga por adherencia entre roca y concreto _____	139
Asentamiento en roca _____	141
Pilotes en depósitos estratificados ____	142
Capacidad de carga en pilotes de punta _____	142
Capacidad en un depósito de dos capas _	143
Pilotes en depósitos muy estratificados	143
Asentamientos de grupos de pilotes ____	144
Solicitaciones estáticas horizontales _	145
Grupos de pilotes inclinados _____	146
Capacidad de carga horizontal de pilotes verticales _____	147
Pilotes de tensión _____	151
Capacidad de carga a la tensión de pilotes aislados _____	151
Capacidad de carga a la tensión de grupos de pilotes _____	152
Fuerzas ambientales _____	152
Solicitaciones dinámicas en pilotes ____	154
Diseño estructural _____	155
Capacidad estructural de pilas y pilotes _____	157
Separación entre pilotes _____	159
Manejo de pilotes _____	160
Esfuerzos dinámicos durante el hincado	161
Pilotes de concreto precolado y pretensado _____	161
Diseño estructural _____	162
Pilotes de madera _____	164
Diseño estructural _____	165
Pilotes de acero de sección H _____	165
Diseño estructural _____	167

Pilotes de tubo de acero _____	167
Diseño estructural _____	168
Pilas y pilotes colados en el lugar ____	168
Diseño estructural _____	169
Pilotes sujetos a solicitaciones horizontales _____	171
Determinación de momentos y deflexiones	174

#### VI- CONSTRUCCION

Construcción _____	179
Equipo y herramientas a utilizar _____	179
La perforación o excavación ( barreno )	198
Colocación y disposición dentro de la perforación del acero de refuerzo	
Traslapes _____	200
Ganchos _____	201
Recubrimientos y espaciamentos _____	202
Manejo y colocación del acero _____	203
Como vaciar el concreto	
Revenimiento _____	203
Tamaño del agregado _____	203
Aditivos _____	204
Colado en seco _____	204
Colado bajo agua o lodo _____	205
Comprobación de la calidad del producto terminado	
Métodos directos _____	208
Métodos indirectos _____	209
Procedimiento constructivo de las pilas	
Método seco _____	211
Método de ademe _____	214
Método del lodo desplazado _____	226

Ventajas de cimentaciones profundas coladas en el lugar _____	230
Proceso constructivo de los pilotes	
Pilotes de concreto precolados _____	231
Pilotes de concreto presforzados _____	239
Pilotes de acero _____	240
Pruebas de carga _____	241
Pruebas de carga estática _____	244
Pruebas de carga lateral _____	244
VII.- CONCLUSIONES _____	246
ANEXO _____	252
REFERENCIAS _____	260

## CAPITULO I INTRODUCCION

## INTRODUCCION

La presente tesis tiene como objetivo servir de base en el análisis, diseño y construcción de cimentaciones profundas en la ciudad de México.

Existe gran cantidad de material bibliográfico en lo referente a cimentaciones profundas, además de gran variedad de criterios de análisis y diseño para pilas y pilotes; y en esta tesis se han tomado únicamente algunos de los criterios mencionados, no pretendiendo de esta forma dar al lector la idea de que dichos criterios sea absolutos.

Esta tesis se desarrolla de la forma siguiente:

En el capítulo II se describen estudios del subsuelo de la ciudad de México, así como la recomendación para la exploración del mismo para poder conocer más detalladamente las características del subsuelo. Se presentan las zonas en que se ha dividido la ciudad de México, anexando el mapa correspondiente. También se muestran algunos cortes y perfiles para tener una mejor idea de cómo está constituida la estratigrafía en la cuenca de la ciudad de México. De igual forma se presentan diferentes propiedades del suelo.

Para la exploración del suelo se describen en forma detallada el orden que debe seguirse para llevar a cabo dicha exploración, como son la investigación preliminar y la investigación de detalle.

En el capítulo III se hace una clasificación de las cimentaciones con el objeto de conceptualizar lo que es una cimentación profunda; de igual forma se presenta una clasificación de cimentaciones profundas, describiendo cada una de ellas, las ventajas y desventajas que presenta la utilización de uno o otro tipo.

La clasificación que se presenta en este capítulo está en función del material que se fabrica, así como su procedimiento constructivo y la forma en que transmiten las cargas al subsuelo las pilas y pilotes.

En el capítulo IV se describe el comportamiento que tuvieron las cimentaciones profundas, durante la acción sísmica del día 19 de Septiembre de 1985. Presentando las fallas de cada tipo de cimentación, comentando las posibles causas que originaron dichas fallas.

En el capítulo V se presenta el análisis y diseño de las cimentaciones profundas, atendiendo a dos variables, que son: diseño geotécnico y diseño estructural. Estos deben satisfacer todos y cada uno de los requisitos que se indican.

Hay muchos criterios y métodos para el diseño de cimentaciones profundas, tomando para esta tesis sólo algunos de estos criterios.

En el capítulo VI se presentan y se describen tanto el equipo como la herramienta que se utilizan para la construcción de cimentaciones profundas, así como la forma de colocar el acero de refuerzo y el vaciado del concreto y la aplicación de método directos e indirectos para la verificación de calidad de la cimentación terminada.

Se describen tres métodos para el proceso constructivo de cimientos colados en el lugar y otros métodos para el proceso constructivo de pilotes prefabricados.

Se mencionan los diferentes tipos de pruebas de carga que existen aplicables a las cimentaciones profundas. Estas pruebas no son descritas, ya que quedan fuera del alcance del objetivo de esta tesis.

En el capítulo VII se presentan las conclusiones hechas a través de la investigación realizada para la elaboración de esta tesis.

También se incluye un anexo, en el cual se hace referencia a las recomendaciones del Reglamento.

**CAPITULO II**  
**ESTUDIOS Y EXPLORACIONES GEOTECNICAS**  
**EN LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO**

---

## ESTUDIOS Y EXPLORACIONES.

El estudio de exploración geotécnico tendrá como finalidad proporcionar las propiedades mecánicas de los suelos tales como : compresibilidad, permeabilidad y resistencia ; así como la estratigrafía y las condiciones en que se encuentra el subsuelo en estudio; lo que nos facilitará un diseño y proceso constructivo óptimo.

## ZONIFICACION.

Apoyándose en la descripción geológica, los sondeos efectuados en toda la cuenca del valle de México y la disposición de las grandes masas observadas superficialmente, se elaboró un plano donde se observa la zonificación de la cuenca del valle de México (fig. 2.1). En este plano se hace la distinción de tres grandes zonas que son:

- a) Zona I, también conocida como zona de lomas o zona pétreo.
- b) Zona II, también conocida como zona de transición o zona aluvial.
- c) Zona III, también conocida como zona del lago o zona lacustre.

Descripción de las diferentes zonas.

### ZONA I ( LOMAS ).

Esta zona esta formada por rocas o suelos de origen volcánico, tales como tezontles, tobas, lavas, depósitos glaciales, depósitos fluviales, etc.; generalmente este tipo de materiales son firmes y que por lo regular no presentan problemas graves para casos de cimentación, aunque siempre

existe la posibilidad de encontrar oquedades naturales o artificiales ( cavernas o minas ), así como también fracturas en la roca.

En el caso de las tobas se pueden presentar de dos tipos, una de ellas muy resistente al intemperismo y que incluso se endurecen al exponerse al ambiente, mientras que otras tobas son sumamente sensibles a la intemperie con lo que se provoca una erosión acelerada relativamente.

#### ZONA II ( TRANSICION ).

" Constituida por estrato arenoso y limo-arenoso compactados, intercalados con capas de arcilla lacustre altamente compresibles; éstas de espesor variable entre decenas de centímetros y pocos metros " ( Ref. 7 ).

En esta zona es muy común encontrar suelos gruesos de origen aluvial, de donde se deriva el nombre que adopta esta zona.

De acuerdo a esta zona II se ha hecho una división en subzonas para poder delimitar la misma zona de transición en función de la cercanía de la zona I por un lado, mientras que por el otro lado se hace en función del espesor de los suelos relativamente blandos. Dichas subzonas son:

- a) Transición Alta
- b) Transición Baja

#### TRANSICION ALTA.

Esta subzona comienza inmediatamente después de la zona de lomas, presenta irregularidades estratigráficas provocadas por el cruzamiento de depósitos aluviales; la frecuencia con que se encuentra este tipo de cruzamientos depende de la

cercanía a antiguas barrancas.

Bajo estos depósitos aluviales se encuentran estratos arcillosos que están por encima de los depósitos de la zona de lomas.

La estratigrafía frecuentemente encontrada, en esta subzona, tiene las características mostradas en la tabla 1.

Y figura 2.2 .

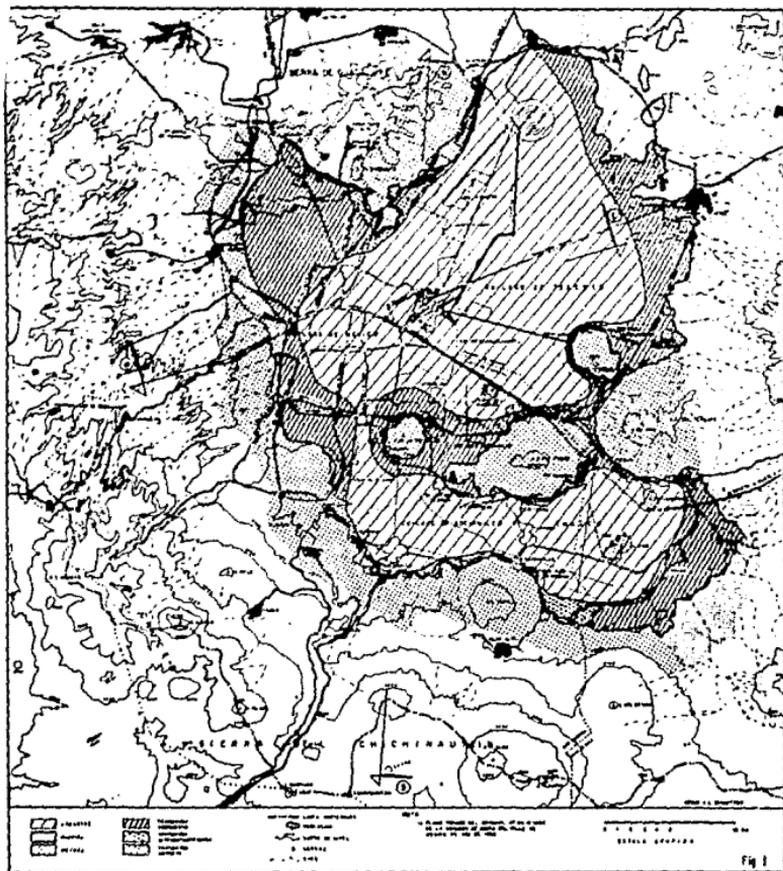


Figura 2.1. Zonificación

Estrato	Espesor, en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>3</sup>	$\phi$ , en °
Costra superficial	8 a 10	1.6	10	20
Suelos blandos	4 a 6	1.3	5	0

Tabla I Estratigrafía y propiedades de la subzona transición alta

#### TRANSICION BAJA.

Esta subzona se encuentra junto a la zona del Lago, aquí se encuentran estratos grandes de la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limo-arenosos de origen aluvial.

En la zona de transición baja se puede encontrar en cortas distancias una estratigrafía complicada, ya que los espesores y propiedades mecánicas de los materiales pueden variar en forma importante.

Se dice que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son parecidas a la subzona de Lago Centro I o Lago Centro II, las cuales se describirán más adelante ya que corresponde a la zona del Lago; considerando que:

- a) La costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme.
- b) Los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de 20 m.
- c) Existe interestratificación de arcillas y suelos limo-arenosos.
- d) Se presentan mantos colgados. " ( Ref. 2 )

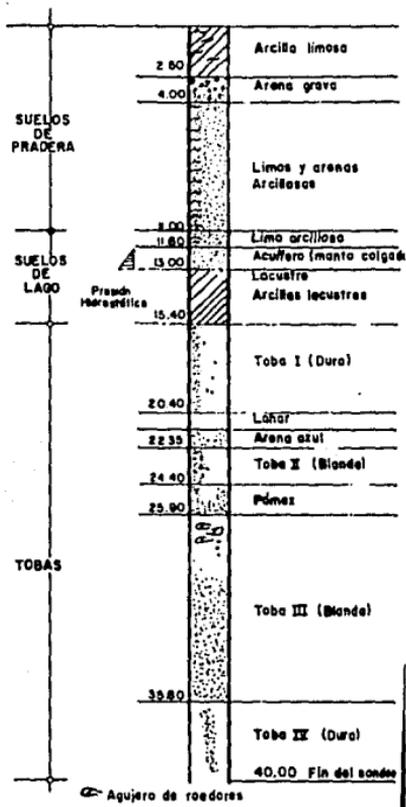


Figura 2.2 Estratigrafía (transición alta)

### ZONA III ( LAGO ).

Resulta característico de esta zona los grandes espesores de arcilla altamente compresible ( fig. 2.3 ), donde se observa que dichos espesores de arcilla se encuentran por debajo de costras duras superficiales de espesores pequeños y variables dependiendo del lugar en estudio y las cargas a que se haya expuesto desde su formación. Debido a dos factores importantes e independientes entre sí, tales como :

- a) Propiedades índice y mecánicas, así como el espesor de la costra superficial.
- b) La consolidación que ha sufrido el lugar a través de la historia.

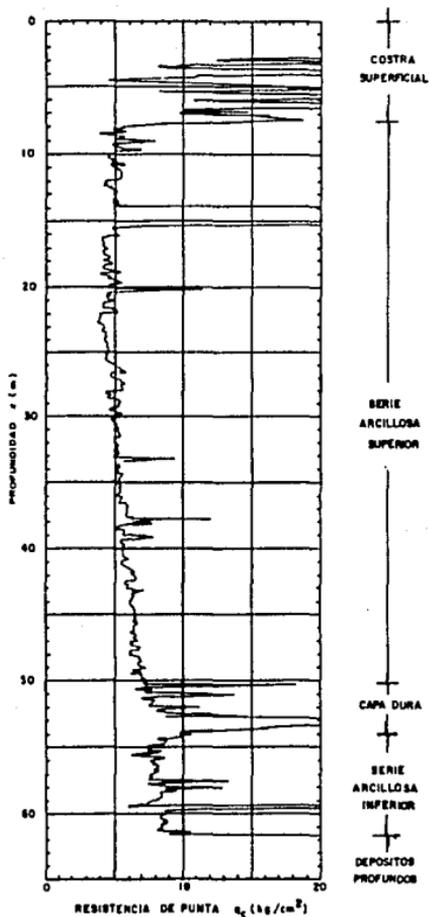


Figura 2.3 Sondeo (zona del Lago).

Se ha dividido la zona del lago en tres subzonas, las cuales son:

- a) Lago Virgen
- b) Lago Centro I
- c) Lago Centro II

**LAGO VIRGEN.**

Esta subzona se localiza en el sector oriente de la zona del lago, donde las propiedades de este tipo de suelo se han conservado desde su formación .

La resistencia de esta subzona es muy baja, como se puede apreciar en la fig. 2.4 .En la tabla II se observan las propiedades medias de esta subzona.

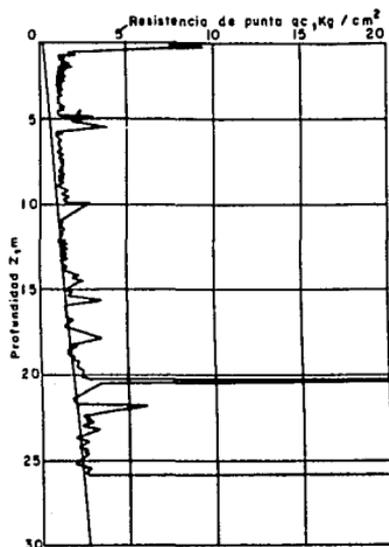


Figura 2.4 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Virgen.

Estrato *	Espesor, en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en °
Costra superficial	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa superior	38 a 40	1.15	0.5 a 1.0	-
Capa dura **	1 a 2	-	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	15 a 30	1.25	3 a 4	-

\* En orden de aparición a partir de la superficie

\*\* La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

Tabla II Estratigrafía y propiedades, Lago Virgen.

#### LAGO CENTRO I

Esta subzona se localiza en el sector no colonial de la Ciudad de México, la cual ha estado sometida a cargas no muy grandes transmitidas por construcciones pequeñas; tanto la subzona y propiedades resultan ser intermedias entre la subzona Lago Virgen y la subzona Lago Centro II.

La resistencia en el 'Lago Centro I es grande en comparación con el Lago Virgen, originada por las sobrecargas ( fig. 2.5 ). En la tabla III, se observan las propiedades medias del Lago Centro I.

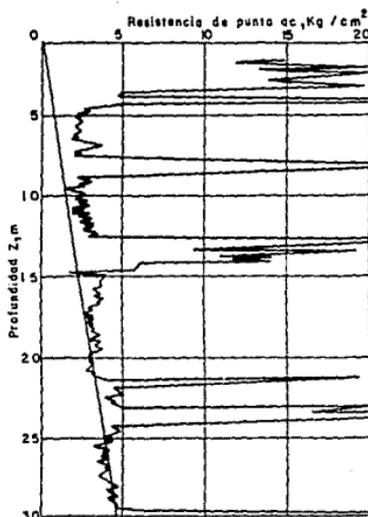


Figura 2.5 Sondaje con cono eléctrico en la subzona  
Lago Centro 1.

Estrato	Espesor, en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en °
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 30	1.2	1 a 2	-
Capa dura*	3 a 5	1.5 - 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	8 a 10	1.3 - 1.35	5 a 8	-

\* La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

Tabla III Estratigrafía y propiedades de la subzona  
Lago Centro 1.

## LAGO CENTRO II.

Esta subzona ha estado sometida a cargas muy variables, lo que ha ocasionado que se encuentren en condiciones extremas tales como :

- a) Arcillas blandas localizadas en lugares donde se encuentran jardines y plazas que se han mantenido en el lugar durante mucho tiempo.
- b) Arcillas muy consolidadas, esto debido a rellenos y sobrecargas de construcciones coloniales y aztecas.
- c) Arcillas sumamente blandas, situadas en los antiguos cruces de canales, situados en dicha zona.

El bombeo de agua en la ciudad de México provoca el aumento de la resistencia de los estratos de arcilla por la consolidación inducida, como se observa en la fig. 2.6 . En la tabla IV se observan las propiedades mecánicas y estratigráficas de esta subzona.

Estrato	Espesor, en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en °
Costra superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 25	1.3	3	-
Capa dura *	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	-

\* La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

Tabla IV Estratigrafía y propiedades de la subzona Lago Centro II.

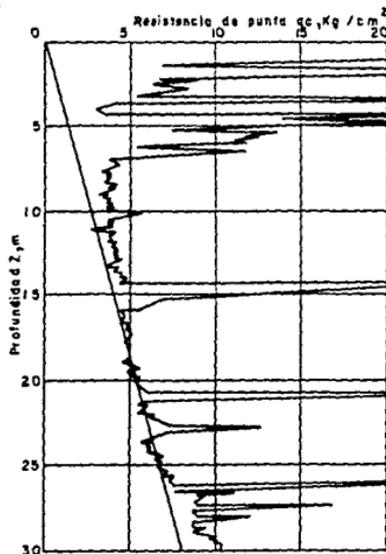


Figura 2.6 Sondaje con cono eléctrico en la subzona Lago Centro II.

## ESTUDIOS GEOTECNICOS.

### FASES DE LA EXPLORACION GEOTECNICA.

Antes de desplantar cualquier tipo de estructura, tendrá que realizarse la exploración del suelo, la cual se divide en las siguientes etapas :

a) Investigación preliminar.

Nos permitirá conocer problemas geotécnicos en el sitio en una forma muy general, que servirá de apoyo para la segunda etapa.

La investigación preliminar se divide a su vez en tres partes :

1.- Obtención de la información disponible del sitio.

Las instituciones donde se puede obtener dicha información geotécnica son las siguientes :

- Instituto de Geografía, UNAM. ( Cartas de climas )
- Instituto de Ingeniería, UNAM. Información sísmica (tabla V ), y el catálogo de ciudades estudiadas (tabla VI ).
- Instituto de Geología, UNAM. ( Cartas geológicas de detalle ).
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos ( SMMS ). Informes sobre características del subsuelo de las ciudades indicadas en la tabla VI.
- Dirección General de Geografía del Territorio Nacional ( SPP ). Cartas topográficas, geológicas, de uso del suelo y edafológica , además de fotografías aéreas.

2.- Interpretación de fotografías aéreas

Esta parte nos permite identificar de manera preliminar las características geológicas del sitio, tales como fracturas, taludes inestables, zonas erosionables, etc., así como para ubicar posibles bancos de préstamo de material.

TITULO	Publicación No.	AUTOR	AÑO
Regionalización sísmica de México para fines de ingeniería	246	Esteve, L.	70
Catálogo de sismos ocurridos en la República Mexicana	272	Figueroa, J.	70
La sismicidad en el estado de Veracruz. El macrosismo del 11 de marzo de 1967	167	Figueroa, J.	68
Sismicidad en Chiapas	316	Figueroa, J.	73
Sismicidad en Baja California	321	Figueroa, J.	73
Sismicidad en Colima. Macrosismo del 30 de enero de 1973	332	Figueroa, J.	74
Sismicidad en Puebla. Macrosismo del 28 de agosto de 1973	343	Figueroa, J.	74
Sismicidad en Oaxaca	360	Figueroa, J.	75
Sismicidad en la cuenca del Valle de México	289	Figueroa, J.	71

Tabla V. Información sísmica.

### 3. - Recorrido de campo

Durante este recorrido será posible identificar y clasificar los suelos superficialmente, así como visitar estructuras aledañas al sitio para observar su comportamiento. Esta información recopilada nos servirá de base para una investigación de detalle del sitio en estudio; que constituye la segunda etapa de exploración del suelo.

#### b) Investigación de detalle.

Es aquí donde se aplica la técnica disponible para un estudio más preciso del subsuelo, donde debe considerarse la alteración del suelo circundante a la pila o pilote ya que de no hacerlo se estarían tomando resultados erróneos en las pruebas de campo realizadas, tales como la penetración estática con cono tipo eléctrico, de penetración estándar de veleta y de presiómetro.

CIUDAD	REUNION NACIONAL SMMS	ARO	AUTOR(ES)
1. Acapulco	VI	72	C.L. Flamand, L. Ayestarán, G. Marín, M. Palacios y J. J. Schmitter
	VIII	76	J.L. León
2. Aguascalientes	VIII	76	J.M. Orozco, R. García Fons, A. García y L. Triay
3. Campeche	VI	72	G. Springall y L. Espinosa
4. Cancún	VI	72	G. Springall y L. Espinosa
5. Celaya	IX	78	J.L. Terán, O. Mondragón y M. Aguilar
6. Cd. Juárez	VIII	76	J.L. Terán, M.F. Saldivar, F. Uranga y R.C. Avitia
7. Cd. Obregón	VII	74	J.M. Rodríguez
8. Cd. Victoria	VIII	76	J.M. Orozco, A.C. Galindo, E. Olivarez y A. Pozo
9. Coahuilco de Zaragoza-Ming titlán	VIII	76	L. Montañez
10. Colima	VIII	76	J.M. Orozco, C. Fernández y P. Preciado
	VIII	76	C. Silva y R. Esquivel
11. Córdoba	VIII	76	R. Esquivel
12. Cozumel	VI	72	G. Springall y L. Espinosa
13. Cuernavaca	IX	78	C. García A. y V.M. Bello
14. Culiacán	VII	74	B. Simpson
15. Chetumel	VI	72	G. Springall y L. Espinosa
16. Chihuahua	IX	78	C. Fernández, R. García y J. Torres
17. Chilpancingo	VIII	76	J.L. León
18. Durango	VIII	76	J.M. Orozco, T. Hernández, E. Ramírez y R. García
19. Ensenada	VII	74	J.A. Mendoza
20. Guadalajara	V	70	J. Saborido, R. Gómez, J. Muro y P. Girault
	VIII	76	R. Esquivel
21. Guanajuato	VIII	76	F. Náder, L. Montañez y E. Vázquez
22. Guaymas	VII	74	Depto. de Ingeniería Experimental, PEMEX
23. Hermosillo	VII	74	J. Springall
24. Irapuato	VIII	76	F. Náder y L. Montañez
25. Jalapa	VIII	76	R. Esquivel
26. La Paz	VII	74	C. Fernández
27. Lázaro Cárdenas (Las Truchas)	VIII	76	E. Santoyo, L. Montañez y F. Montemayor
	VIII	76	S. Covarrubias, G. Gay, A. Morales, L. Pareda y A.E. Saavari
28. León	VIII	76	J.M. Rodríguez, R. López y G. Ferrer
29. Los Mochis	VII	74	J.E. Castilla
30. Mansanillo	VIII	76	L. Montañez, R. Esquivel y C. Silva
31. Matamoros	VIII	76	J.A. Martínez
32. Mazatlán	VIII	76	A. Ellstein

Tabla VI Catálogo de ciudades estudiadas.

CIUDAD	REUNION NACIONAL SAMS	AÑO	AUTOR(ES)
33. Mérida	VI	72	G. Springall y L. Espinosa
34. Mexicali	VII	74	J.M. Campos
	VIII	76	E. Santoyo y L. Montañes
35. México, D. F.	V	70	D. Reséndiz, G. Springall, J.M. Rodríguez y R. Esquivel
	(1)		R.J. Marsal y N. Massari
	(2)		Varios
	(3)		Varios
	(4)		D.C.F.
36. Minatitlán-Coahuila coalcos-Pajaritos	V	70	L. Vieitez, E. Soto y A. Mosqueda
37. Monterrey	V	70	H.M. Villanueva y P. Ballesteros
38. Morelia	VI	72	J.A. Mier, J. Mejía, A. Muñoz y N. Pa nias
	VIII	76	R. Esquivel
39. Navojoa	VII	74	O.L. Ísrate
40. Nuevo Laredo	VIII	76	G. Rocha
41. Oaxaca	VIII	76	J.L. León
42. Orizaba	VIII	76	R. Esquivel
43. Puebla	VIII	76	G. Auvinet
44. Puerto Vallarta	IX	78	S.D. Sada y E. Izragosa
45. Querétaro	VIII	76	J.A. Ponce
46. Reynosa	VIII	76	J.L. Terán, M.F. Saldívar, O. Mondragón y M. Ruiz
47. Río Bravo	VIII	76	J.L. Terán, M.F. Saldívar y M. Ruiz
48. Salamanca	VIII	76	J. Vargas y R. Anzaldúa
49. San Luis Potosí	VIII	76	J.M. Rodríguez y J.M. Aranda
50. Tampico	VI	72	E.R. Benavides, F.J. Hernández, E. Moreno y O. Vilalta
51. Tapachula	IX	78	R.B. Reyes y A. Sotelo
52. Tepic	VIII	76	J.L. Terán, I.J. García y R.A. Oroscó
53. Tijuana	VII	74	G. Rocha
	VIII	76	E. Santoyo y L. Montañes
54. Tlaxcala	IX	78	F.J. Nus
55. Toluca	VIII	76	E. Martínez P.
56. Torreón-Gómez Palacio	VIII	76	J.J. Schmitter y J. Uppot
57. Tula	IX	78	E. Soto y J.L. Lara
58. Tuxtla Gutiérrez	VIII	76	L. Espinosa
59. Veracruz	VIII	76	R. Esquivel
60. Villahermosa	VIII	76	L. Espinosa
61. Zacatecas	VIII	76	J.M. Oroscó, S.D. Sada, A. Montero y J.C. Querol

Tabla VI (Continuación).

Por especificaciones, las mínimas investigaciones que se deben realizar al subsuelo son las indicadas en la tabla VII; sin embargo deben tomarse en cuenta que son mínimas, no limitando al responsable de la obra a realizar más exploraciones.

Para realizar una buena investigación de detalle se deberá de contar con una información geológica del lugar que comprende lo siguiente:

1) Geomorfología.

En este estudio se hará un reconocimiento geológico sobre las diferentes condiciones del subsuelo provocadas por la evolución geológica de cauces y barrancas, ya que dicha evolución ha provocado al pie de la zona de lomas desde suelos arcillosos blandos hasta aluviones sueltos.

2) Estratigrafía.

En esta información se determinaran las características, origen y espesor de los estratos significativos.

Nota: Resulta de gran importancia el obtener el espesor y su compacidad de rellenos artificiales.

3) Hidrología.

Comprende el estudio de las condiciones de flujo del agua tanto superficial como subterránea, definiendo la existencia de mantos freáticos colgados.

4) Discontinuidades.

Consiste en una investigación para definir fracturas que pueden provocar fallas y bloques de rocas inestables, poniendo especial atención cuando existan cavernas, túneles, etc., que también provocan inestabilidad en el subsuelo.

Sona

$w \leq 5 \text{ t/m}^2$   
 $F \leq 60 \text{ m}$   
 $D \leq 2.5 \text{ m}$

$w > 5 \text{ t/m}^2$   
 $F > 60 \text{ m}$   
 $D > 2.5 \text{ m}$

I  
(de lomas)

- 1) Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y oquedades
- 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de  $8 \text{ t/m}^2$ , el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas

II  
(de transición)

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despiece del predio para detección de rellenos sueltos y grietas
- 2) Pozos a cielo abierto o sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índices de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de  $5 \text{ t/m}^2$  bajo zapatas, o de  $2 \text{ t/m}^2$  bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

- 1) Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos; galerías de minas, grietas y otras oquedades

- 2) Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta de la subestructura pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despiece del predio para detección de rellenos sueltos y grietas

- 2) Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos deberán permitir obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

Notas:

- w peso unitario medio de la estructura
- F perimetro de la construcción
- D profundidad de desplante

Tabla VII Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo

$w \leq 5 \text{ t/m}^2$   
 $P \leq 60 \text{ m}$   
 $D \leq 2.5 \text{ m}$

$w > 5 \text{ t/m}^2$   
 $P > 60 \text{ m}$   
 $D > 2.5 \text{ m}$

III  
(de lego)

- 1) Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas
- 2) Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de  $4 \text{ t/m}^2$  bajo zapatas, o de  $1.5 \text{ t/m}^2$  bajo cimentaciones a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o campo realizadas.
- 1) Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos deberán permitir obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar al comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficientes para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

Notas:  
w peso unitario medio de la estructura  
P perimetro de la construcción  
D profundidad de desplante

Tabla VII ( Continuación )

## EL PROGRAMA DE EXPLORACION COMPRENDE LAS SIGUIENTES ETAPAS :

a) Levantamiento Geológico. Excepcionalmente se llega a realizar este tipo de levantamiento geológico, ya que con la investigación preliminar se cubre prácticamente este punto; cuando se trate de cimentación de estructuras muy importantes este levantamiento sera detallado en el caso de zonas poco estudiadas, aquí se registran minuciosamente las barrancas y cavernas.

Al efectuar un levantamiento geológico se contemplaran los siguientes objetivos:

- a.1) Identificación de estructuras, estratigrafía y litología.
- a.2) Identificación de fenómenos geodinámicos ( externos e internos ).  
Externos.- Identificación de zonas de alteración.  
Internos.- Identificación de fallas activas y tectónicas
- a.3) Reconocimiento de discontinuidades tales como: fallas, fracturas y juntas, cavidades de disolución o cavernas.

b) Exploración Geofísica.

En base a la experiencia obtenida en la zona de lomas se ha demostrado que los métodos geofísicos aplicables en geotécnia son poco confiables para la detección de cavernas y de la estratigrafía. Sin embargo se ha tenido una enorme evolución en los métodos empleados, llegando a utilizar instrumentos cada vez más sofisticados.

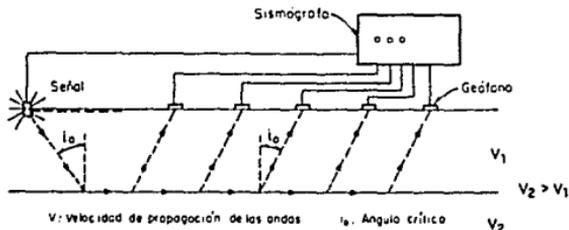
Los métodos empleados en la exploración geofísica son:

b.1) Refracción Sísmica.

"Consiste en determinar el tiempo de arribo de las ondas longitudinales sísmicas, generadas por una pequeña explosión o impacto, a geófonos captadores que envían la señal a un sísmógrafo receptor; con esta información se calcula la velocidad de propagación de las ondas ( Ref. 3 )".

El equipo esta integrado de tres unidades básicas como: el mecanismo generador de la onda que puede ser un marro

instrumentado con un sensor de impacto o bien un explosor, el conjunto de geófonos captadores que emiten una señal eléctrica y por último el sismógrafo receptor que recibe la señal de los geófonos registrándola en papel fotosensible.



#### b.1) Esquema del Método de Refracción Sísmica.

Para determinar la velocidad de las ondas longitudinales, se aplica la siguiente expresión:

$$V_L = \sqrt{v \cdot \frac{E_{dn}}{\rho} \cdot \frac{1-\mu}{(1+\mu) \cdot (1-2\mu)}}$$

donde:

- $V_L$  = Velocidad de las ondas longitudinales, en m/s
- $\mu$  = Relación de Poisson
- $E_{dn}$  = Módulo de elasticidad dinámico del medio, considerando un valor probable de la relación de Poisson, en  $\text{ton/m}^2$
- $\rho$  = Densidad del material, en  $\text{ton} \cdot \text{seg}^2 / \text{m}^4$

Para el caso de las velocidades de las ondas transversales, se aplica la siguiente expresión:

$$V_T = \sqrt{\frac{E_{din}}{\rho} \frac{1}{2(1+\mu)}}$$

donde:

$V_T$  = Velocidades de las ondas transversales, en m/s.

La demás nomenclatura es la misma que la anterior.

En la siguiente tabla se presentan valores típicos de las velocidades de propagación de onda longitudinales con casos conocidos. Tabla VIII.

Material	Velocidad, en m/s
Suelo	170-500
Arcilla	1000-2800
Arcilla arenosa	975-1100
Arcilla arenosa cementada	1160-1280
Limo	760
Arena seca	100
Arena húmeda	610-1830
Aluvión	550-1000
Aluvión (terciario)	800-1500
Aluvión profundo	1000-2360
Depósito glaciar	490-1700
Dunas	500
Loess	375-400
Lutita	1800-3800
Arenisca	2400-4000
Marga	3000-4700
Creta	1830-3970
Caliza	3000-5700
Dolomía	5000-6200
Evaporita	3500-5500
Granito	4000-5600
Gneis	5100-7500
Esquistó o pizarra	2290-4700
Roce ígnea del basamento	5500-6600
Agua (dependiendo de la temperatura y contenido de sales)	1430-1680

Tabla VIII. Velocidades de onda longitudinales para diferentes materiales.

Al término de esta prueba se podrán determinar los siguientes resultados; siendo el principal objetivo la determinación de la profundidad de la roca bajo un estrato aluvial de exploración directa muy compleja.

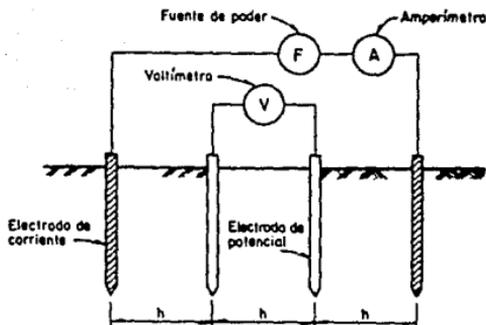
- Deducir el módulo elástico dinámico
- Interpretar la estratigrafía del sitio
- Predecir la clasificación de los suelos y rocas.

#### b.2) Método de Resistividad Eléctrica.

Sirve para determinar la posición del nivel freático y los posibles características estratigráficas de un lugar en base a la interpretación de las resistividades aparentes de un medio donde se ha inducido un campo eléctrico.

El equipo para la ejecución de este método es el siguiente:

- Una fuente de poder
- Un amperímetro
- Cuatro electrodos
- Un voltímetro
- Cables conductores.



b.2) Método de resistividad eléctrica  
( Arreglo según Wenner)

Al finalizar esta prueba obtendremos los siguientes resultados:

- Definir la estratigrafía.
- Definir la posición del nivel freático.
- Por correlación, clasificar los suelos y rocas del sitio.

Para determinar la resistividad aparente a una profundidad dada se aplica la siguiente expresión:

$$\rho_a = 2 \cdot \pi \cdot h \cdot \frac{V}{I}$$

donde:

$\rho_a$  = Resistividad aparente a la profundidad  $h$ , en ohms·m

$h$  = Distancia entre electrodos, en m.

$V$  = Diferencia de potencial, en volts.

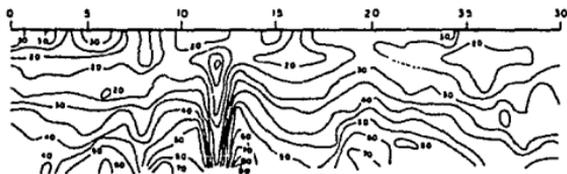
I = Intensidad de corriente, en amperes.

Se ha elaborado una relación de los materiales y resistividad eléctrica, mostrada en la tabla IX.

Material	Resistividad, en ohm-m
Granito	$1 \times 10^7$
Diorita	$1 \times 10^6$
Gabro	$1 \times 10^5 - 1.4 \times 10^5$
Gneis	$2 \times 10^3 - 6 \times 10^3$
Pizarra	$6.4 \times 10^1 - 6.5 \times 10^1$
Conglomerado	$2 \times 10^1 - 1.3 \times 10^1$
Arenisca	$7 \times 10^1 - 7 \times 10^1$
Caliza	$1.8 \times 10$
Marga	$7 \times 10^1$
Arena	$4 - 2.2 \times 10^1$
Suelo	$10 - 1 \times 10^1$

Tabla IX. Resistividad de distintos tipos de roca y suelos

Para determinar la posición del nivel freático aplicando este método, se utiliza la sección de isorresistividades ( fig. 2.7 ).



Distancia entre electrodos, en m.

Figura 2.7 Sección de isorresistividades ( en ohm-m )

## EXPLORACION CON SONDEOS Y MUESTREOS.

### TIPOS DE SONDEOS.

Los principales tipos de sondeos que se utilizan para una buena exploración y muestreo son:

- a) Método de penetración estándar.
- b) Método del cono eléctrico.
- c) Muestreo con tubo de pared delgada.

#### a.) Método de penetración estándar.

Los principales objetivos de esta prueba son: obtener en forma aproximada la resistencia al esfuerzo cortante del suelo en estudio, así como conocer las condiciones estratigráficas del lugar.

En suelos puramente friccionantes, mediante esta prueba, es posible conocer la compacidad de estos. En suelos cohesivos mediante la prueba se puede obtener una idea exagerada de la resistencia a la compresión simple.

El penetrómetro estándar consiste en un tubo de acero de dimensiones normalizadas de pared gruesa de media caña con un extremo afilado, cuyas dimensiones aparecen en la figura 2.8 y figura 2.9 .

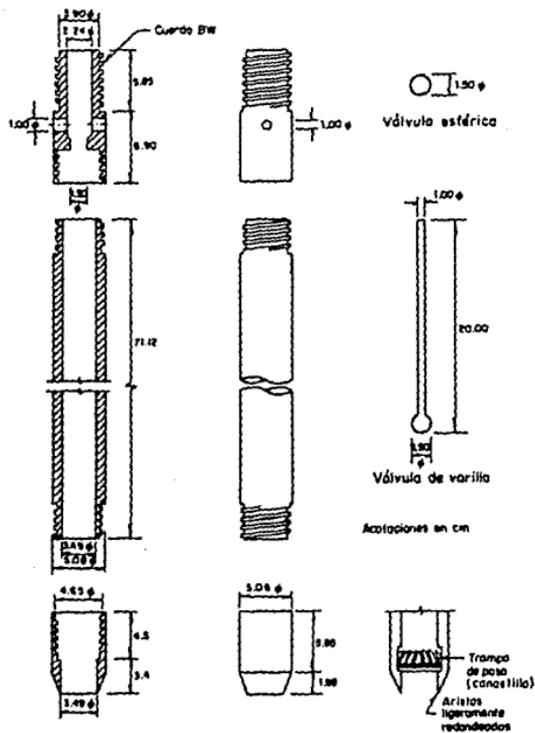
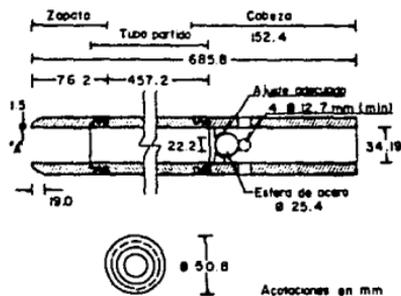


Figura 2.8 Penetrometro estándar

El penetrometro se hince a percusión utilizando un martinete de  $63.3 \text{ kg}$  ( $140 \text{ libras}$ ) que cae desde  $76 \text{ cm}$  ( $30 \text{ pulgadas}$ ), contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de  $30 \text{ cm}$  ( $1 \text{ pie}$ ). En la figura 2.10 se muestra a detalle el hincado de un penetrometro estándar.



**NOTAS:**

- El tubo partido puede ser de 38.1 mm de diámetro interior para introducir un ferro de 1.5 mm de espesor
- Se permite el uso de tirrapos de paja (conastillo)
- Las aristas en "A" deben estar ligeramente redondeadas

Figura 2.9 Penetrómetro estándar

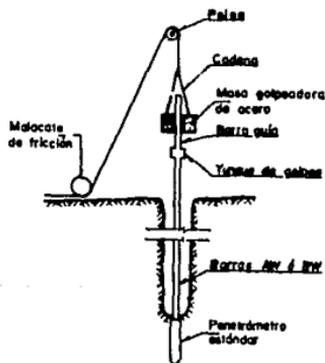


Figura 2.10 Prueba de penetración estándar

" El penetrómetro estándar se hince a 45 cm en el fondo de una perforación de 7.5 cm de diámetro mínimo, con los impactos de la masa de 63.5 kg ( 140 libras ) y caída libre de 76 cm ( 30 pulgadas ) .

Se cuenta el número de golpes para hincar cada tramo de 15 cm. Se define como resistencia a la penetración estándar, al número N de golpes necesarios para hincar el penetrómetro los dos últimos tramos de 15 cm. Cuando debido a la dureza del suelo no se puede penetrar los 45 cm, se define N por extrapolación " ( Ref. 10 ) .

Nota: En caso de que el muestreador ya no penetre y el número de golpes llegue a 50 se deberá suspender dicha prueba.

Una vez que se ha concluido una prueba se debe perforar el tramo muestreado, hasta alcanzar la profundidad a la que se desea realizar la siguiente prueba; se recomienda un diámetro de perforación de 10 cm.

Las muestras alteradas obtenidas en la prueba se deberán depositar en frascos o bolsas herméticas con el propósito de conservar su contenido de agua, teniendo cuidado de colocar los envases en lugar fresco y alejado de los rayos del sol; de esta manera será posible determinar las propiedades índices tales como : límites de consistencia, resistencia al corte estimada y el contenido de agua.

La mayor importancia y utilidad de la prueba de penetración estándar se encuentra en las correlaciones realizadas en el campo y laboratorio en diversos suelos, pero dichas correlaciones indicadas en la tabla X y XI deben tomarse teniendo en cuenta que se desconoce su orden de precisión.

En la tabla XI se observa la correlación de número de golpes , N, con el valor de la resistencia a la compresión simple (  $q_u$  ) y el respectivo a la resistencia al corte (  $C = q_u/2$  ) en suelos cohesivos.

En la Tabla X se puede estimar la compacidad relativa de suelos granulares.

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

Tabla X Correlación número de golpes-compacidad relativa.

Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Dura	Muy dura	Durísima
N	2	2-4	4-8	8-15	15-30	30
$q_u$	0.25	0.25-0.50	0.50-1.0	1.0-2.0	2.0-4.0	4.0

Tabla XI Correlación entre N,  $q_u$  y la consistencia.

b.) Método del cono eléctrico.

El objetivo de esta prueba consiste en definir con precisión cambios en la estratigrafía del lugar, además de estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

El cono eléctrico consiste en una celda de carga con dos unidades sensibles de instrumentos con deformímetros eléctricos en los cuales se pueden medir simultáneamente las fuerzas necesarias para el hincado de la punta cónica y de la funda cilíndrica de fricción.

Normalmente tiene una capacidad de carga de 2 toneladas; siendo de 5 toneladas para el caso de suelos duros.

En la figura 2.11 se observa esquemáticamente las características del penetrómetro del cono eléctrico.

La selección de las celdas deberá hacerse de acuerdo con la resistencia del suelo, para la cual sirve de apoyo la tabla XII.

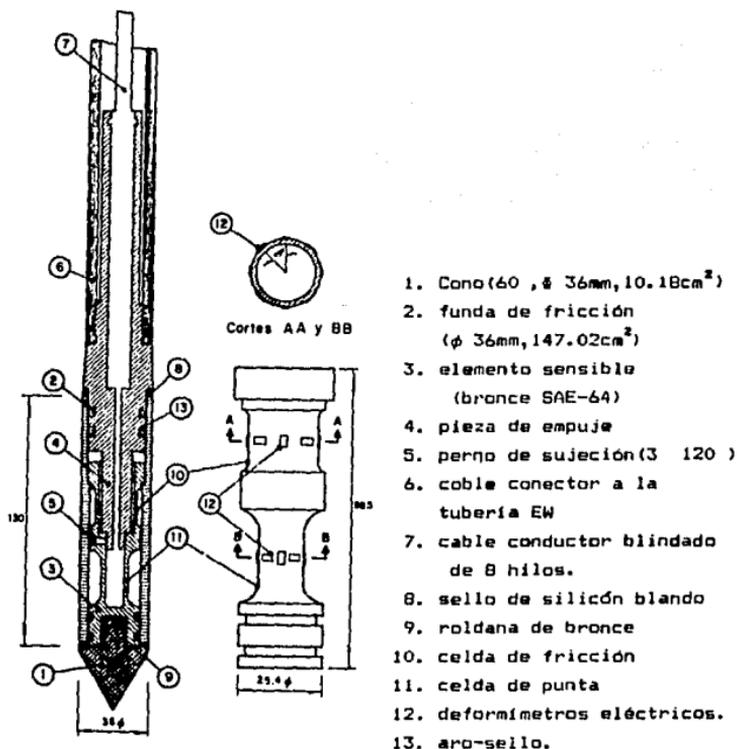


Figura 2.11. Corte transversal del penetrómetro eléctrico

Suelo	Fuerza, kg		Esfuerzo, kg/cm <sup>2</sup>	
	Punta (Q <sub>c</sub> )	Fricción (F <sub>s</sub> )	Punta (Q <sub>c</sub> )	Fricción (F <sub>s</sub> )
Arenas sueltas a medias, turbas y arcillas blandas	500	300	50	2
Arenas densas y arcillas duras	3000	900	300	6

Tabla XII Capacidad necesaria de las celdas del penetrómetro.

El cono eléctrico se hince en el suelo con un mecanismo hidráulico con una velocidad de hincado de 2 cm/seg., sin embargo para arcillas del valle de México se ha adoptado 1 cm/seg. con el propósito de tener mejor control de la prueba.

Al aplicar esta prueba nos podemos apoyar en las gráficas de las figuras ( 2.12 y 2.13 ) para la clasificación de los suelos mediante correlaciones empíricas.

Las pruebas de penetración cónica son aplicables en zonas donde la estratigrafía se conoce ampliamente a priori y solamente se ha de interés información de las características de un lugar en específico, pero nos puede acarrear problemas si se aplican estas pruebas en lugares que no hayan sido explorados previamente. En todos los casos que sea posible aplicar la prueba de penetración estándar sera está preferible a la prueba de cono eléctrico.

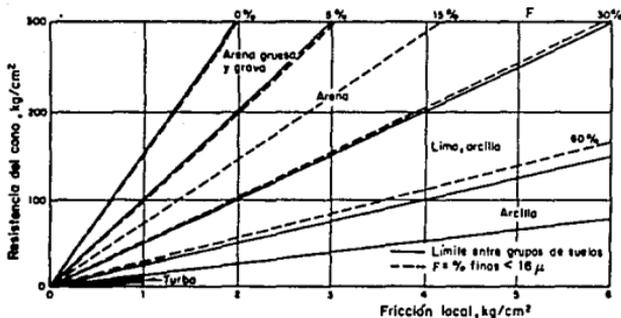


Figura 2.12 Clasificación de suelos con penetrómetro estático ( Sanglerat )

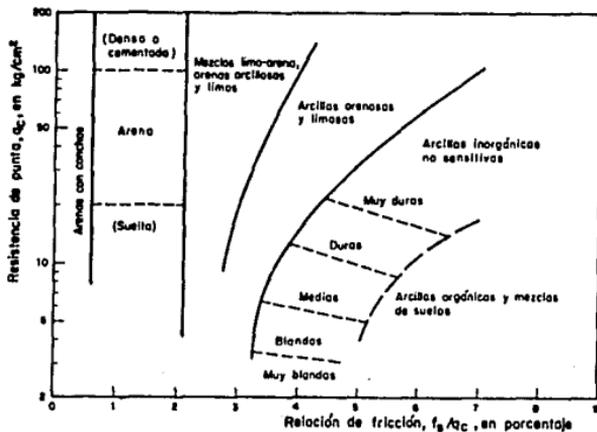


Figura 2.13 Clasificación de suelos con penetrómetro estático ( Schmertmann )

c.) Muestreo con tubo de pared delgada.

El objetivo del muestreo con tubo de pared delgada o también conocido con el nombre de tubo Shelby es la extracción de muestras de suelos blandos a semi-duros localizados arriba y abajo del nivel freático prácticamente inalteradas; estas muestras son llevadas al laboratorio de donde se obtienen resultados satisfactorios .

La descripción del muestreador de tubo de pared delgada se puede visualizar en la figura 2.14

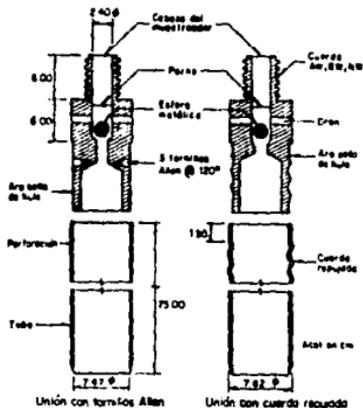


Figura 2.14. Muestreador de pared delgada

El tubo Shelby consiste en un tubo de acero latón, el cual tiene su extremo inferior afilado, estando en la parte superior unido con la cabeza muestreadora la cual está conectada al final de la columna de barras de perforación en lo cual se realiza el hincado desde la superficie.

Para obtener muestra de buena calidad se deben satisfacer las condiciones geométricas que se definen con las relaciones indicadas en la figura 2.15

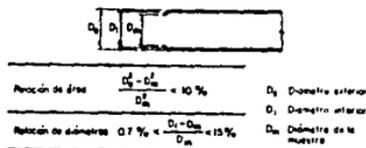


Figura 2.15 Condiciones geométricas

Las relaciones anteriores obligan las dimensiones del tubo Shelby a utilizar, siendo éstas las indicadas en la figura 2.16

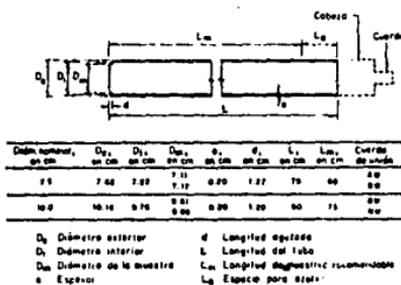


Figura 2.16 Dimensiones de tubo de pared delgada.

El muestreador de tubo de pared delgada, para el hincado deberá aplicar una velocidad constante entre 15 y 30 cm/s en una longitud de 75 cm., dejando un espacio de 15 cm. como

mínimo con el propósito de alojar los azolves que pudieran haber quedado dentro del pozo.

Las pruebas y muestreadores antes indicados se han descrito en forma general y además de no ser las únicas ya que existen varios tipos de sondeos, pero escapa al alcance de esta tesis.

En las siguientes tablas y figuras se muestran características propias del subsuelo, así como sus propiedades mecánicas de la arcilla de la Ciudad de México.

A continuación se presenta una lista con traducciones de inglés a español, en orden alfabético, para comprender mejor las figuras que se muestran más adelante.

Clay = Arcilla.  
Compact = Compactado.  
Compressibility = Compresibilidad.  
Depth = Profundidad.  
Fill = Relleno.  
Fine = Fino.  
Gravel = Grava.  
Ground = Grande.  
High = Alto.  
Lacustrine = Lacustre.  
Medium = Medio.  
Ratio = Relación.  
Sand = Arena.  
Settlement = hundimiento.  
Silty = Sedimento.  
Strain = Tensión.  
Stress = Esfuerzo.  
Undisturbed = Inalterado.  
Volcanic = Volcánico.  
Void = Vacíos.

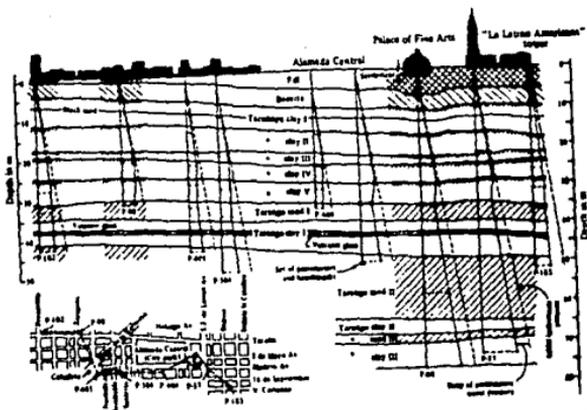


Figura 2.17 Estratigrafía, Ciudad de México.

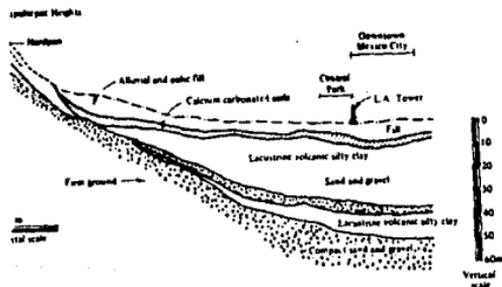


Figura 2.18 Perfil Geológico ( E-W ) de la Cuenca del Valle de México.

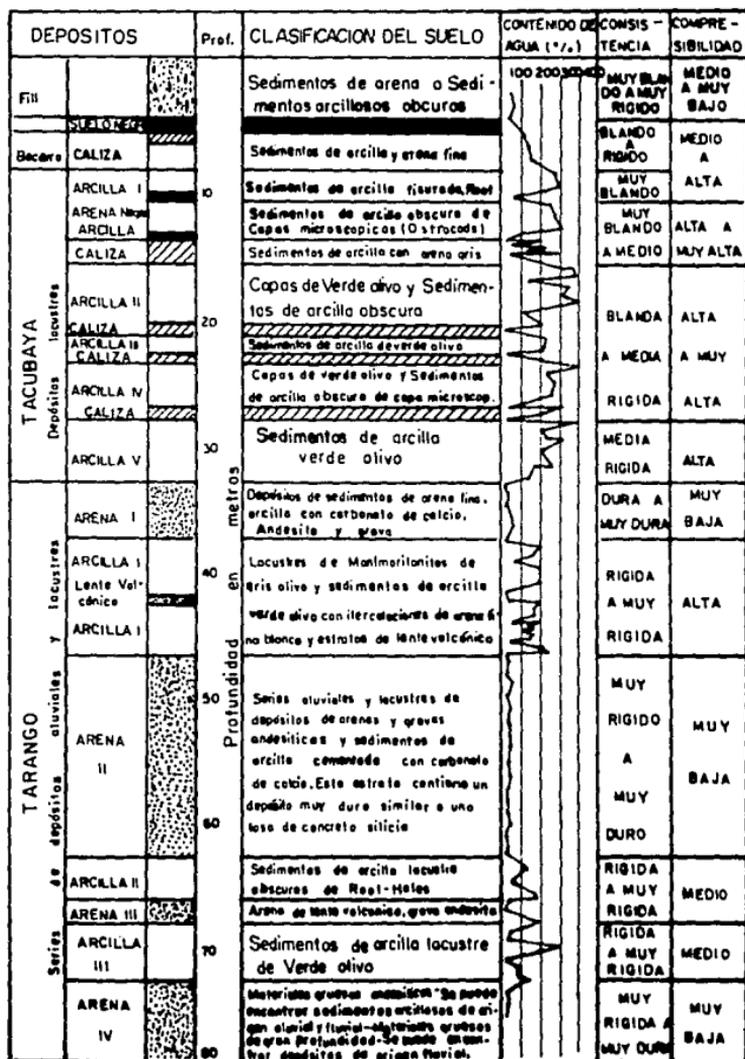


Figura 2.19 Perfil del subsuelo. Ciudad de México.

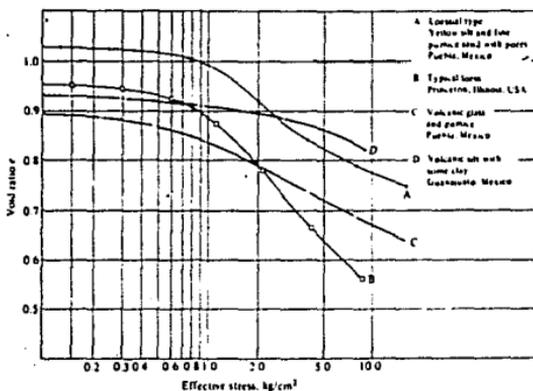


Figura 2.20 Curvas de compresibilidad de materiales finos edlicos.

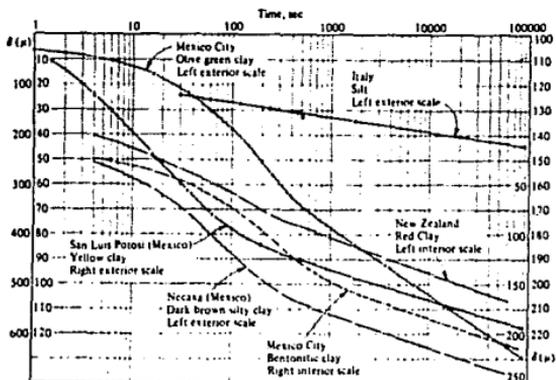


Figura 2.21 Curvas típicas de consolidación de arcilla inalterada, mostrándose la consolidación secundaria.

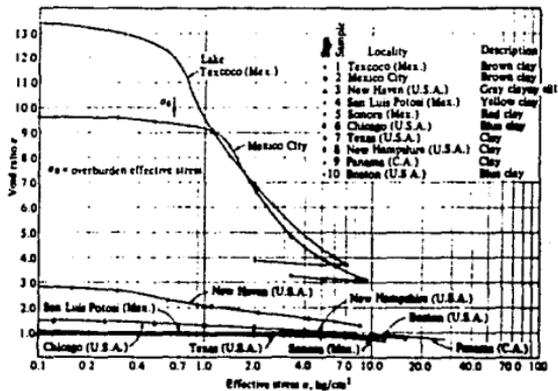


Figura 2.22 Curvas de compresibilidad de varias localidades

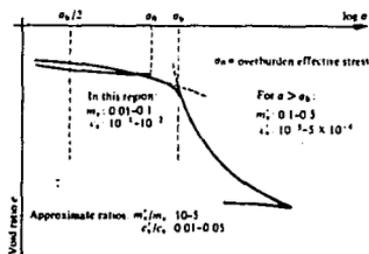


Figura 2.23 Curvas de compresibilidad para arcilla en estado inalterado en la Ciudad de México.

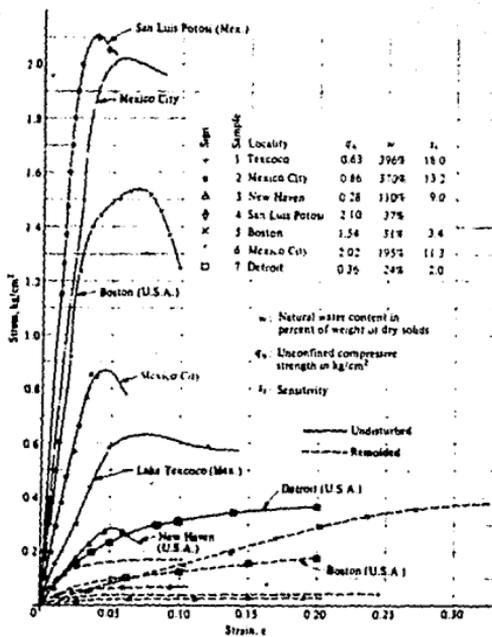


Figura 2.24 Características de consistencia de arcillas sensitivas.

**CAPITULO III**  
**CLASIFICACION Y TIPOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS**

## CLASIFICACION Y TIPOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Se entenderá por Cimentación a todas a aquellas estructuras en las que su función es la transmisión de cargas al suelo propiciadas estas cargas por la estructura que se encuentra apoyada sobre dicha cimentación.

En función de la profundidad de desplante de la parte de la cimentación que queda en contacto con el suelo, se hace una clasificación de las cimentaciones en grupos.

Atendiendo la figura 3.1 donde se relacionan el ancho mínimo de la cimentación con la profundidad de desplante se puede limitar los tipos de cimentación en una forma general, fijando profundidades, anchos mínimos y máximos, fronteras arbitrarias con rectas de pendientes diferentes para cada tipo de cimentación.

En base a lo anterior reconoceremos como cimentaciones superficiales a todas aquellas que tengan una profundidad de desplante menor de 6 metros no importando el ancho. Una vez que se ha excedido el ancho de más de 3 metros y la profundidad de desplante es menor de 15 metros, se les considerará aún cimentaciones superficiales.

Cuando se ha rebasado los límites antes indicados estaremos hablando de cimentaciones profundas, estando estas divididas a su vez en pilotes cuando se tienen profundidades mayores de 6 metros y anchos menores de 0.80 metros; pilas cuando se sobrepasa los 0.80 metros de ancho y limitado por la recta con pendiente 12:1 ( de la figura 3.1 ); y cilindros y cajones cuando su ancho es mayor de 3 metros, la profundidad de desplante mayor de 6 metros hasta llegar a la recta limitante con pendiente 12:1 y que pasa por el punto 3 metros de ancho y 6 metros de profundidad.

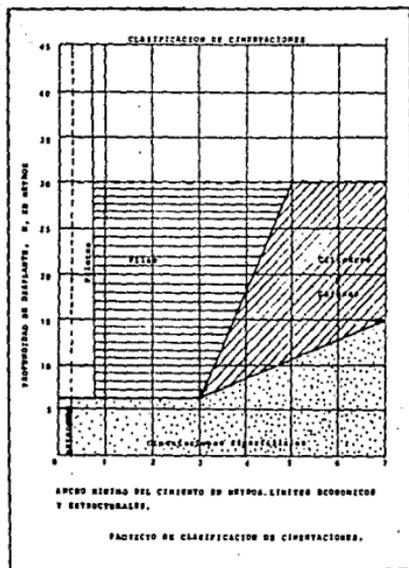


Figura 3.1

En la figura 3.1 se muestran las clasificaciones; las líneas punteadas marcan los límites de las cimentaciones fijadas por razones constructivas o económicas, las cuales no se examinarán.

Este trabajo trata exclusivamente sobre pilas y pilotes, que son una parte de la cimentaciones profundas y pretende presentar una vista general de los diferentes problemas que originan en la Ingeniería Civil.

En forma general las cimentaciones profundas de acuerdo a las dimensiones de sus sección transversal, cuando su diámetro o lado es mayor de 0.8 metros se entiende que es

una pila, y para dimensiones menores reconocemos a los pilotes.

El pilote es un elemento estructural que se coloca dentro del subsuelo para que el efecto de la fuerza que soporta en la parte de arriba se reparta en una mayor masa térrea o en un estrato diferente a aquel que está colocada la cabeza del pilote; con esto disminuyen los esfuerzos en el volumen afectado o se transmiten a otros mantos de suelo que puede resistirlos y así es posible soportar las solicitaciones que la obra transmite al pilote. Esta definición no limita la forma de la sección transversal ni la longitud del pilote; las dos formas las limitan los costos de fabricación y colocación.

Así definido el pilote, la sección transversal puede ser cualquiera, se han construido pilotes cuadrados, hache, exagonales, circulares, triangulares, octogonales, huecos, rellenos, etc.; todas estas secciones están ilustradas en la figura 3.2; tampoco queda limitada la forma de la sección longitudinal, pueden tener paredes convergentes, divergentes, paralelas, corrugadas, con ampliación de base, con bulbos a lo alto de la sección, etc.; también mostradas en la figura 3.2.

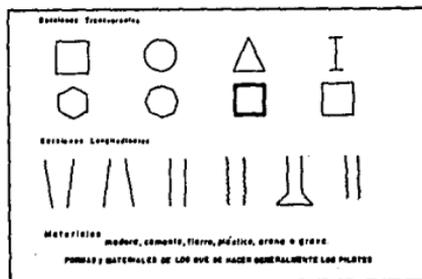


Figura 3.2

El criterio de clasificación que se sigue en pilas y pilotes atiende fundamentalmente a tres variables:

- Según la forma como se transmiten las cargas al subsuelo.
- Según el material de fabricación
- Según el proceso constructivo.

a) SEGUN LA FORMA COMO SE TRANSMITEN LAS CARGAS AL  
SUBSUELO.

Las pilas y los pilotes son diseñados para transmitir cargas verticales ya sea por punta a estratos resistentes o por fricción generada con el suelo circundante; también deben ser capaces de soportar cargas horizontales provocadas por sismos o por la propia estructura que soportan, siendo conveniente construirlos o hincarlos en este caso inclinados.

1) Pilotes de punta.

Son utilizados cuando los estratos blandos son de grandes espesores además de baja resistencia al esfuerzo cortante y de muy alta compresibilidad; estos pilotes son hincados hasta un estrato resistente o roca logrando así que las cargas de la superestructura (Q), se transmitan a dicho estrato (fig.3.3).

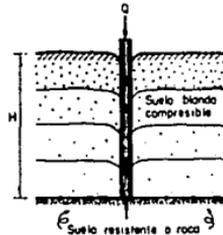


Figura 3.3 Pilote de punta

## 2) Pilas de punta.

Apropiadas para suelos blandos y compresibles en la superficie; teniendo como gran ventaja la posible ampliación de la base (acampanamiento) con lo que se logra aumentar la capacidad de carga útil ( $Q$ ), (fig. 3.4).

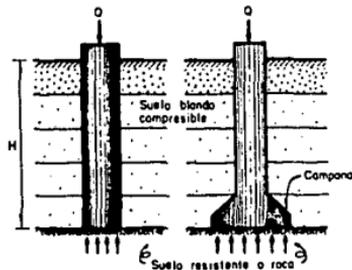


Figura 3.4 Pilas de punta

### 3) Pilas y pilotes de punta con empotramiento.

Es el caso en que la pila o pilote se empotra una longitud (E) en un estrato resistente para lograr obtener una mayor capacidad de carga.

En base a la experiencia se ha establecido que de cuatro a diez veces la dimensión horizontal (D) del pilote es recomendable la longitud de empotramiento en el estrato resistente, quedando sujeto a variaciones provocadas por el equipo de que se disponga, además de la compacidad relativa del material de empotramiento (fig. 3.5).

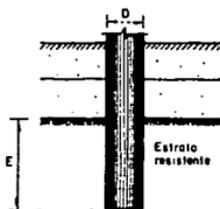


Figura 3.5 Pilas y pilotes con empotramiento

### 4) Pilotes de fricción.

Son aplicables cuando la obra se encuentre en una zona de asentamientos regionales importantes o bien cuando no existe un estrato resistente donde apoyar los pilotes .

Los pilotes de fricción transmiten las cargas al suelo en toda su superficie lateral. Suele usarse este tipo de pilotes para reducir asentamientos en combinación con cajón, lo que se conoce como cimentación parcialmente compensada (fig. 3.6).

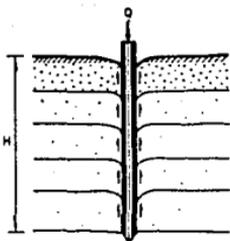


Figura 3.6 Pilotes de fricción

Otra modalidad de los pilotes de fricción son los pilotes de aguja, los cuales son elementos muy esbeltos en los que su diámetro varía de 8 a 15 cm y con relación longitud/diámetro que varía de 100 a 200 ( en Italia se conocen como micropali ).

#### 5) Pilotes de anclaje.

Son aplicables en suelos arcillosos expansivos, con estos pilotes será posible absorber los movimientos estacionales que ocurren en la parte superficial de estos suelos, conocidas como expansiones. También es posible evitar hufamiento provocado por la excavación en suelos arcillosos expansivos, con este tipo de pilotes. Para un buen funcionamiento de estos pilotes se deberán hincar hasta alcanzar un estrato de suelo estable ( fig. 3.7 ).

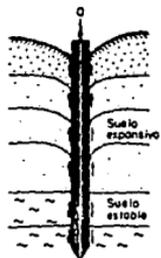


Figura 3.7 Pilotes de anclaje

6) Pilas y pilotes verticales con carga horizontal.

El funcionamiento de estos pilotes ocurre cuando se registra un sismo, el cual provoca reacciones horizontales en los apoyos de la estructura, siendo poco eficientes para tal efecto ya que es preferible los pilotes inclinados (fig. 3.8).

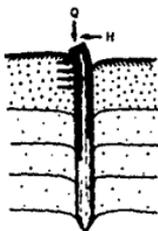


Figura 3.8 Pilas o pilotes con carga horizontal

7) Pilotes inclinados.

Apropiados para recibir cargas horizontales. Para que estos pilotes trabajen más eficientemente, se colocan en distintas direcciones para absorber las cargas provocadas por la acción sísmica (fig. 3.9).

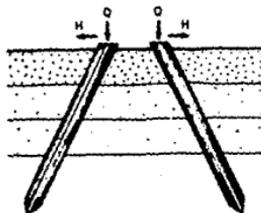
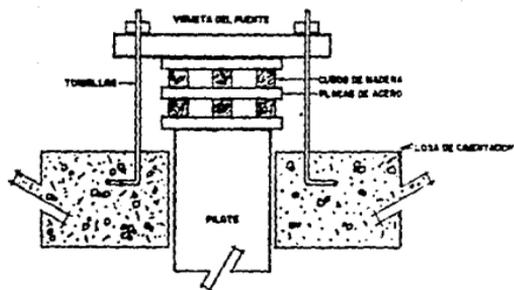


Figura 3.9 Pilotes inclinados

## B) Pilotes de control

Quando se presenta el problema de fricción negativa en los pilotes, éstos quedan sujetos a un incremento de carga, con lo que se rompe el equilibrio estático y por consecuencia los pilotes penetran en el estrato resistente ( siempre y cuando este estrato sea una arena o una grava ). Si además consideramos el problema de consolidación de la arcilla causada entre otras cosas por el bombeo de agua a que está sujeto el suelo de la ciudad de México; obtenemos finalmente un problema serio de asentamientos de un edificio ( tomando el caso de un edificio ); obviamente la velocidad de penetración de los pilotes en el estrato resistente ( arena o grava ) no será igual a la velocidad de consolidación del suelo por lo que el edificio en cuestión tenderá a " despegarse " del suelo de la superficie.

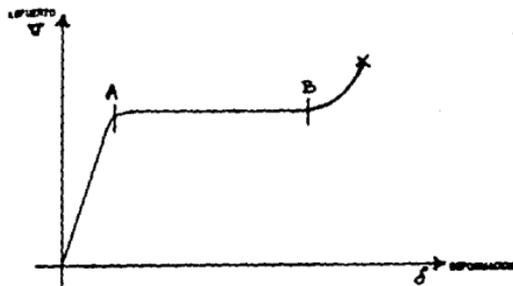
Con el objeto de que el edificio siga el hundimiento regional se crearon lo que se conoce como pilotes de control; se trata de pilotes de punta que atraviesan libremente la cimentación, sobre cuya cabeza se coloca un puente ( viga de acero ), el cual está unido a la losa de cimentación de la estructura mediante tornillos largos de acero conocidos con el nombre de espárragos. La unión entre la cabeza del pilote y el puente se hace a base de superposiciones de madera. Esquemáticamente los pilotes de control son como se muestra en la siguiente figura.



Cabeza de un pilote de control.

Se puede hacer trabajar a los pilotes de control con la carga que se desee ( siempre menor a la de falla ).

Por lo que respecta a los cubos de madera, éstos tienen características esfuerzo-deformación especiales, como se muestra en la siguiente gráfica :



De la gráfica anterior se observa que cada cubo de madera ( también se les conoce con el nombre de fusibles ) tiene un rango plástico muy amplio ( de A a B ). Cuando los cubos alcanzan su carga de falla plástica ( A ), entonces éstos transmiten una carga fija a la cabeza del pilote, tendiendo a deformarse los cubos en un amplio rango. De aquí se puede obtener el número de cubos de madera necesarios colocados entre dos placas de acero, únicamente dividiendo el valor de la carga que se desee tome el pilote, entre la carga de falla plástica del cubo de madera.

Desde luego los cubos de madera deben ser reemplazados antes de llegar al punto B de la gráfica esfuerzo-deformación.

b) SEGUN EL MATERIAL DE FABRICACION.

El material de que serán hechos las pilas y pilotes tendrá como limitante que sea más resistente que el suelo que lo va a rodear, menos deformable que él y que no se altere en las condiciones a que estará sujeto ; por lo tanto los pilotes pueden ser de : madera, concreto simple, concreto armado, concreto presforzado o postensado, acero, también se han fabricado rellenando perforaciones en sitio con arena y grava presionando al material hasta que sea capaz de resistir la fuerza que se desea que soporte, estos pilotes generalmente se usan como estructuras pasajeras para soportar elementos de apoyo no definitivos; otro material que se ha pensado utilizar es el plástico, quedando hasta el momento sin ser utilizado.

Se describirán los pilotes según el material de fabricación en orden descendente de utilización.

1) Pilotes prefabricados de concreto.

Se fabrican con concreto simple, reforzado, presforzado o postensado; el tipo de cemento que se empleará dependerá del medio en que se hincarán los pilotes. Dependiendo de la longitud del pilote, éste podrá ser fabricado de una sola pieza o varios tramos que se unirán soldando placas de acero que se dejan en los extremos de cada tramo.

Por la facilidad con que se ligan a la superestructura y su durabilidad, estos pilotes han sido los de mayor demanda, aunque se tiene dificultades de fabricación, manejo e hincado.

## 2) Pilotes y pilas colados en sitio.

Estos tipos de pilotes son también conocidos en el campo de la construcción Americana como pilotes tipo Franki; normalmente se fabrican con concreto reforzado, utilizando concreto simple en el caso de pilas cortas en regiones no sísmicas.

Para evitar la segregación y contaminación del concreto, el colado se debe efectuar con una tubería tremie o con trompa de elefante.

## 3) Pilotes de acero.

El manejo de estos pilotes es más simple que los de concreto, tienen la ventaja de que se pueden alargar o recortar con facilidad y precisión, además de que pueden atravesar estratos duros con boleos y roca alterada, pero su desventaja principal es la susceptibilidad a la corrosión, aspecto importante de cuidado ya que su mayor utilización es en el ambiente marino.

Los pilotes de acero se pueden utilizar como tubos de acero hueco o rellenarse con concreto, las secciones estructurales pueden ser ligeras o pesadas, dependiendo de la carga que deberán transmitir.

## 4) Pilotes mixtos de concreto y acero.

Normalmente este tipo de pilotes se utilizan poco en la práctica profesional. Consisten en pilotes de concreto protegidos en la punta con acero en el momento de hincarlos.

## 5) Pilotes de madera.

Comunmente se utilizan en la cimentación de embarcaderos pequeños y estructuras provisionales. Los pilotes de concreto han desplazado a los pilotes de madera por su gran tecnología

avanzada y desarrollo en la ingeniería civil.

La desventaja de los pilotes de madera es su corta duración, causada por la variación del nivel freático.

#### c) SEGUN SU PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Según el procedimiento constructivo a utilizar se puede inducir desplazamiento, poco desplazamiento o no generar desplazamiento del suelo através del hincado de los pilotes.

El desplazamiento provocado en suelos blandos provoca disminución en la resistencia al corte por el remoldeo inducido; en cambio en suelos granulares resulta favorable el desplazamiento del suelo ya que se produce un aumento en la compacidad relativa.

##### 1) Con desplazamiento.

###### 1.1) Pilotes hincados a percusión.

Consiste en hincar los pilotes con ayuda de un martillo de impacto; se deben considerar los siguientes factores:

- El peso y energía del martillo
- La masa y longitud del pilote
- El tipo de suelo

Este es uno de los procedimientos más usados en el campo de las cimentaciones profundas.

El mecanismo de hincado se muestra en la figura 3.10 y 3.11, donde se observa que el hincado se puede realizar en posición tanto vertical como inclinada.

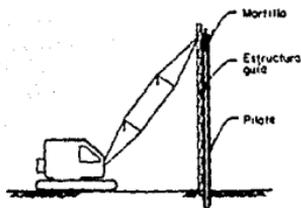


Figura 3.10 Pilote hincado vertical

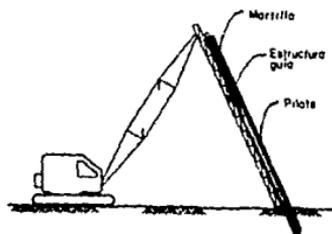


Figura 3.11 Pilote hincado inclinado

### 1.2) Pilotes hincados a presión.

El hincado se realiza a presión utilizando un sistema hidráulico.

Estos pilotes se fabrican en tramos de sección cilíndrica de 1.5 metros de largo y son de concreto. El pilote tiene un hueco en la parte central donde se aloja un cable de acero, además de tener la punta cónica.

Cuando se ha alcanzado la presión proyectada se tensa el cable central y se rellena el hueco con concreto.

Este método es aplicable en recimentaciones, ya que tiene la ventaja que la reacción que se provoca en el sistema de carga es contrarrestada por el peso de la estructura, lo que hace que ocupe un espacio vertical reducido (fig. 3.12).

Cuando se hincan los pilotes, mediante presión, se recomienda que se tomen las medidas de precaución y supervisión necesarias.

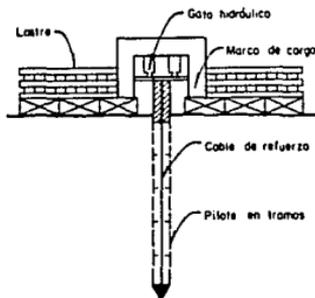


Figura 3.12 Pilote hincado a presión

### 1.3) Pilotes hincados con vibración.

Este método de hincado se emplea en suelos granulares, donde consiste en provocar movimiento al pilote con un vibrador pesado.

También es utilizado este método para la extracción de pilotes desviados, o en su caso, en cimentaciones antiguas.

El mecanismo con que funciona este método es a base de contrapesos rotatorios excéntricos en fase y por una carga estática, donde el pilote penetra por las vibraciones y peso del conjunto pilote-vibrador-lastre.

Es importante tener cuidado de que las vibraciones que

produzca el sistema no ocasionen daño a cimentaciones aledañas al alcanzar la misma resonancia de la estructura.

El mecanismo de éste método se visualiza en la figura 3.13.

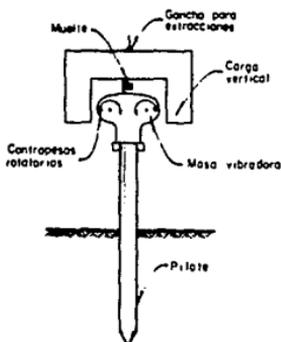


Figura 3.13 Pilote hincado con vibración

## 2) Con poco desplazamiento.

### 2.1) Pilotes hincados en una perforación previa.

Los pilotes mencionados anteriormente se pueden considerar pilotes con poco desplazamiento si antes de hincarlos se realiza una perforación (fig. 3.14).

Para estabilizar el suelo que circunda la perforación se puede utilizar el material producto de la perforación siempre y cuando sea un suelo arcilloso y se le agregue un poco de agua, o bien con lodo bentonítico.

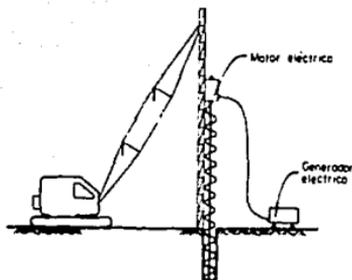


Figura 3.14 Perforación previa al hincado

Este método se debe utilizar cuando:

- El número de pilotes que se requiere hincar sea tan grande que puede llegar a provocar bufamiento en el terreno, y como consecuencia adicional el arrastre de pilotes, hincados de antemano.

- El hincado se dificulte al tener que atravesar estratos duros que puede provocar daño estructural al pilote.

- Los pilotes hincados sin perforación produzcan deformaciones que disminuyan la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

## 2.2) Pilotes hincados con chiflón.

La técnica consiste en inyectar agua a presión por medio de un chiflón conectado en la punta del pilote, de ésta forma se erosiona y transporta a la superficie una parte de arena, disminuyendo el volumen de suelo desplazado durante el hincado ( éste procedimiento se aplica sólo en arenas ), en combinación con el chiflón se utiliza un martillo ó un vibrador para el hincado del pilote el cual debe operar

cuando el chiflón se ha dejado de utilizar. Para facilitar la extracción del agua se aconseja agregar aire a presión.

El mecanismo se visualiza en la figura 3.15 y 3.16.

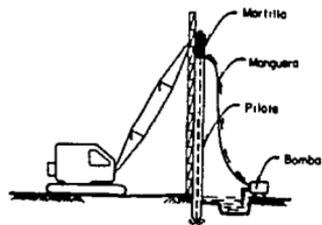
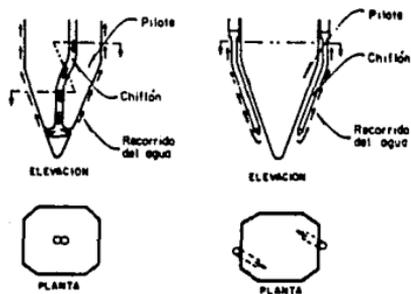


Figura 3.15 Pilote hincado con chiflón



a) Pilote con chiflón interior

b) Pilote con chiflones laterales

Figura 3.16 Pilotes con chiflón en la punta

### 2.3) Pilotes de área transversal pequeña.

Se refiere al caso de perfiles de acero, éstos pilotes pueden caer en el caso de desplazamiento cuando por falta de control se forme un tapón de suelo próximo a la punta entre los patines, que baja en conjunto con el pilote.

### 3) Sin desplazamiento.

#### 3.1) Pilas y pilotes tipo Franki.

Se clasifican de esta forma porque la perforación que se realiza es rellena con concreto.

Este método está siendo más utilizado en la actualidad debido a las ventajas que se ofrecen y que serán descritas más adelante.

**CAPITULO IV**  
**COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS**

## COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Características del Sismo ocurrido el día 19 de Septiembre de 1985 en la Ciudad de México.

Este sismo tuvo características particulares que lo hicieron muy diferentes a los ocurridos anteriormente en la Ciudad de México. Las características del sismo fueron las siguientes:

- Una duración mayor a dos minutos nunca antes registrada
- Aún cuando el epicentro se encontraba a 300 km de distancia, el sismo tuvo una intensidad muy alta en ciertos lugares del Valle de México.
- Alcanzó una magnitud de 8.1 en la escala de Richter resultando ser excesivamente alta, la que superó las previsiones sísmicas establecidas en el reglamento de construcciones para el Distrito Federal de 1976.
- Su espectro de frecuencias se caracterizó por su gran contenido de frecuencias bajas desde el origen (epicentro), con periodo dominante de dos segundos.

" Si el periodo de vibración del terreno firme coincide con el periodo natural de vibración del depósito de arcilla blanda, se presenta una magnificación de la aceleración de las ondas sísmicas; es decir, la aceleración tiene un cierto valor en el terreno firme, pero en la superficie del suelo blando, al pasar las ondas a través de él, la aceleración puede ser varias veces mayor que en el suelo firme. Se dice entonces que hay una amplificación o magnificación de la aceleración, o que, bajo ciertas condiciones, el suelo blando entra en resonancia.

Es obvio que la magnificación de las ondas sísmicas en un suelo blando tiene un efecto muy negativo sobre las

construcciones están apoyadas en él, ya que se ven sujetas a aceleraciones en general muy altas." ( Ref. 7 ).

Tratándose de cimentaciones a base de pilotes de punta, éstos toman el momento y la fuerza cortante sísmicos que se generan en su cabeza y a lo largo de toda su longitud, por lo cual se deberá poner mucho cuidado en el diseño de estos pilotes.

Cuando la cimentación utiliza pilotes de fricción, estos no deberán tomar los incrementos de carga sísmicos, ya que el sismo ocasiona un aumento en la presión de poro con lo que se disminuye la resistencia al corte de la arcilla; en este caso los efectos que provoca el sismo se toman con un cajón de cimentación. ( Se aplica un factor de seguridad igual a 1 con el objeto de que la estructura no presente hundimientos mayores al regional ).

#### Comportamiento :

En la cuenca del Valle de México el diseño de cimentaciones presenta serias dificultades y problemáticas superiores en comparación con otras ciudades.

Los factores a considerar son los siguientes:

1) La intensidad y el período de ocurrencia de los sismos que se presentan en la ciudad de México.

2) La alta compresibilidad de arcillas que limita las presiones aplicadas al suelo para no provocar asentamientos excesivos.

3) Una resistencia al esfuerzo cortante baja ( del orden de 2 a 4 ton/m<sup>2</sup> ) de la arcilla.

4) En el caso de las cimentaciones con pilotes de punta considerar el hundimiento regional que trae como consecuencia la emersión de las estructuras, además de la consecuente sobrecarga en los pilotes a causa de la fricción negativa.

Por las condiciones anteriores y dependiendo del tipo de

edificación se puede optar por diferentes tipos de cimentaciones, como la señaladas en la figura 4.1.

Para tener una mejor idea del comportamiento de pilotes se deberá estudiar la interacción entre suelo-pilote; por lo tanto se señalarán los factores principales que podrán definir el comportamiento de un pilote.

- Las dimensiones del pilote.
- Los diferentes tipos de cargas.
- Las propiedades de los suelos, así como su estratificación.
- Los modos o métodos de instalación del pilote.

Conviene mencionar una clasificación comparativa de los diferentes tipos de cimentaciones más usados en la práctica, en lo que se refiere a dimensiones; antes de describir cada uno de los factores para definir el comportamiento del pilote.

Podemos observar las diferencias entre todos ellos, en la figura 4.2; donde se puede observar que la diferencia principal entre cada tipo de cimentación, es el porcentaje de carga que cada vez ha sido más alto, transmitiéndose por la fricción lateral de los diferentes elementos de la cimentación ( suelos heterogéneos ).

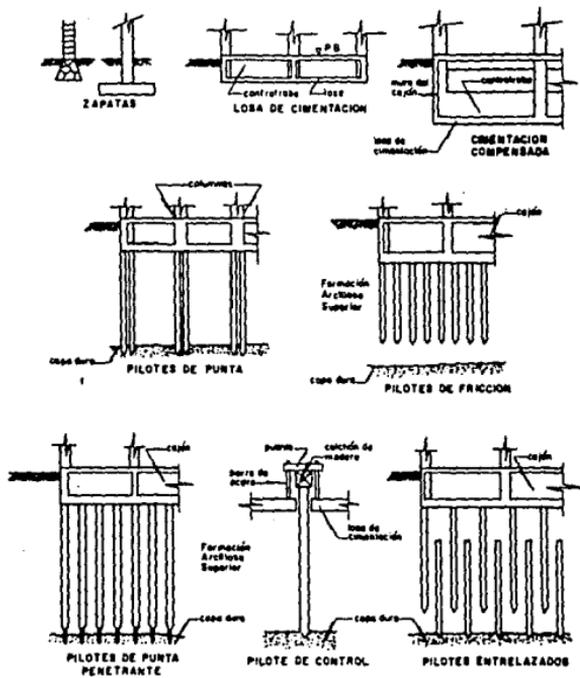


Figura 4.1 Tipos de cimentación empleados en la zona lacustre de la Ciudad de México.

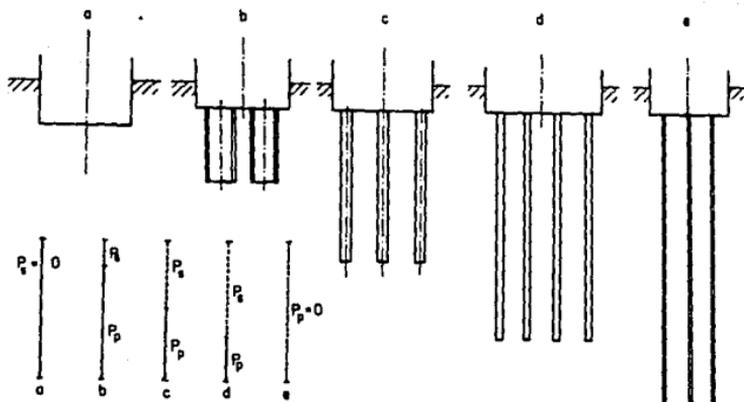


Figura 4.2 Tipos de cimentaciones. Distribución de la fricción lateral ( $P_s$ ) y de la resistencia por punta ( $P_p$ ): a) zapata aislada (cero fricción lateral); b) pilas huecas; c) pilotes comunes; d) pilotes esbeltos (usualmente hincados); e) "pilotes de aguja" (puramente friccionantes).

#### COMPORTAMIENTO EN CIMENTACIONES SOBRE PILOTES DE PUNTA.

EL comportamiento de estas cimentaciones fue satisfactorio en la mayoría de los casos.

Después del sismo de 1985 se observó que generalmente el suelo circundante a una estructura presentaba asentamientos importantes, pero sin llegar a afectar la estructura. Esto pudo haber sido por consecuencia de cierta separación entre el suelo circundante y el grupo de pilotes; y a la desaparición total o en parte de la fricción negativa, por lo que se produjo el asentamiento del suelo al

encontrarse sujeto a su peso propio en forma brusca.

En algunas estructuras, los pilotes perimetrales no soportaron estructuralmente las sollicitaciones de flexocompresión provocadas por la fuerza normal, la fuerza cortante al nivel de la cimentación y el momento de volteo, las fallas que se localizaron se visualizaron en las cabezas de los pilotes; se piensa que este problema se pudo haber presentado especialmente en estructuras esbeltas de gran altura ( figura 4.3 ).



Figura 4.3 Falla en la cabeza de un pilote.

El daño físico que sufrieron los pilotes frente a las sollicitaciones sísmicas se ven incrementadas por la emersión de la estructura misma, por consecuencia del hundimiento regional, dejando sin confinamiento la parte superior de los pilotes.

Otro tipo de falla ocurrido en estructuras apoyadas sobre pilotes de punta fueron desplomes importantes, llegando en algunos casos a penetrar los pilotes en la capa dura

resistente donde se encontraban apoyados, o quizá se haya provocado pandeo o colapso de ellos ( pilotes ).

#### COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCIÓN.

En raras ocasiones se utilizan los pilotes de fricción como sistema principal de cimentación, ya que normalmente se usa como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensado para reducir los asentamientos, transmitiendo sólo una parte del peso de la edificación hacia los estratos profundos.

En estas cimentaciones se detectaron dos tipos de falla:

- Colapso del edificio por volcamiento de estructuras esbeltas por ser insuficiente el número de pilote. En el mejor de los casos se observaron desplomes permanentes importantes.
- En edificaciones pesadas el sismo del 19 de Septiembre de 1985 provocó hundimientos bruscos, donde se piensa que en algunos casos aunque los pilotes estuvieron trabajando a su capacidad máxima de carga, la presión de contacto losa-suelo era importante, provocando dicho hundimiento.

La capacidad de carga de estas cimentaciones ante la acción de un sismo, se reduce en una proporción pequeña al concentrarse los esfuerzos a lo largo del perímetro de la cimentación por la excentricidad generada por el momento de volteo.

#### COMPORTAMIENTO DE TIPOS ESPECIALES DE CIMENTACION.

La gran mayoría de este tipo de cimentaciones no tuvo un buen comportamiento, por ejemplo los sistemas de control mejor conocidos como pilotes de control tuvieron grandes deformaciones en la cabeza de los pilotes por su excesiva carga, además de la falla de mecanismo.

En muchos sistemas de control la falla se debió a la falta de mantenimiento, además de un mal control de calidad constructiva, asociadas a grandes concentraciones de carga en algunos de los pilotes.

En cimentaciones especiales como pilotes entrelazados o pilotes penetrantes encontramos también que durante el sismo se comportaron inadecuadamente; muchos de los factores que contribuyeron a su mal comportamiento fueron similares a los que provocaron la falla en pilotes de punta o fricción.

#### FALLAS EN CIMENTACIONES PILOTEADAS.

Estas fallas son estudiadas como consecuencia del sismo del 19 de Septiembre ocurrido en la Ciudad de México, dichas fallas están asociadas al comportamiento del subsuelo durante la sollicitación sísmica en la superficie del suelo, además asociadas a las características propias del diseño de la cimentación.

En edificios con cimentaciones no compensadas o escasas en la compensación, con pilotes de fricción, se tuvieron fallas en forma de hundimiento instantáneo; debido a que los pilotes trabajaban en condiciones estáticas, en inferior con fricción positiva, mientras que en la parte superior trabajaban con fricción negativa. Esto se observa claramente en la figura 4.4.

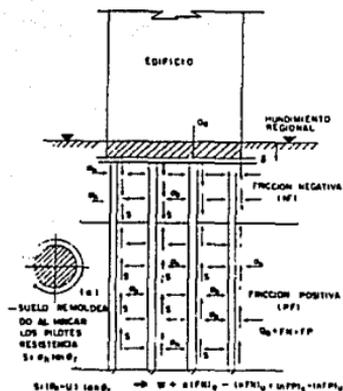


Figura 4.4 Hundimiento súbito de cimentación con pilotes de fricción no compensada.

Debido al fenómeno de hundimiento regional se presentó este tipo de falla donde la estructura de la cimentación se separó de la superficie del suelo, provocando hundimiento instantáneo de la superestructura porque los pilotes de fricción disminuyeron su capacidad de carga por la sollicitación sísmica.

Otro caso de falla de cimentaciones piloteadas es el de cimentaciones apoyadas en un estrato resistente ( pilotes de punta ). Las fallas se debieron a que la fricción negativa en el pilote causada por el hundimiento regional se adicionó al peso total del edificio en la punta del pilote provocando dicha falla; se puede observar claramente en la figura 4.5.

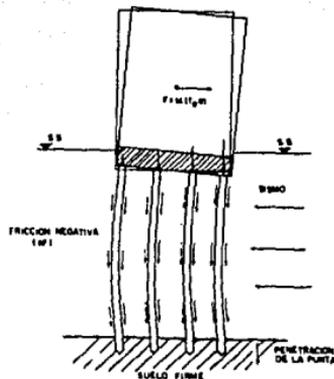


Figura 4.5 Flexión de pilotes por la acción sísmica en el subsuelo.

En la figura anterior se puede observar que son forzados los pilotes en sentido horizontal por ondas sísmicas produciendo una flexión, además de que en edificios altos el momento de volteo provocó un aumento de carga axial sísmica en los pilotes limitrofes, haciéndoles trabajar más a cortante y flexo-compresión. Las fallas comúnmente encontradas fueron rotura del propio pilote o en su caso, penetración de la punta del pilote en el estrato de apoyo; estas fallas provocaron el desplome de varios edificios.

#### Fallas en pilotes de control.

Los pilotes de control dan resultados satisfactorios como:

- Permitir al edificio igualar su velocidad de asentamiento con el suelo, manteniendo al edificio vertical

( a plomo ).

- Se evita que el edificio participe en la consolidación del suelo por la sobrecarga que genera él mismo.

Una falla encontrada en los pilotes de control, y además común, es que en muchos de ellos ya no había el " fusible de seguridad ", entendiéndose por esto una celda deformable hecha de madera ( cubos de madera ), llegando al colapso del mecanismo de control, esto se debió en gran parte a la falta de mantenimiento y al volteo del cabezal, que son los grandes enemigos de los pilotes de control.

1) Las causas del volteo son :

1.1 En condiciones estáticas

a) Una de las tres fuerzas que actúan en los anclajes tradicionales tipo " araña " que imponen a los tornillos, no es coplanar.

b) La madera utilizada no es homogénea provocando anticipadamente la deformación ( fallas muy encontradas en los elementos más débiles ).

1.2) Bajo condiciones dinámicas

a) La gran variedad de movimientos en el cabezal, siempre y cuando han sido anclajes fijos a la cimentación; quedando volteados en cualquier dirección después de la sollicitación sísmica.

2) Efectos por la falta de mantenimiento.

a) Por la gran corrosión encontrada en los anclajes y en tornillos provocando desprendimiento del puente.

b) Por la sobrecarga en el conjunto edificio-control-pilote-estrato de apoyo lo que provoca que el flujo plástico de la madera se consuma.

COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES PARCIALMENTE COMPENSADAS  
CON PILOTES DE FRICCIÓN.

Este tipo de cimentaciones tuvieron un mal comportamiento durante los sismos de Septiembre de 1985 por las siguientes causas :

a) El periodo de vibración del suelo quedó cercano al periodo natural del edificio por los bajos módulos de rigidez, además de estratos arcillosos de espesor mayor de 25 m.

b) Los factores de seguridad que se usaron para la cimentación menores a los especificados.

c) La disminución de la capacidad de carga y la resistencia al esfuerzo cortante por la existencia de presiones de poro durante la sollicitación sísmica.

d) Por los momentos de volteo que provocaron fallas en dicha cimentación por la compresión o tensión, además de ser tan angostas.

e) Por falta de separación adecuada entre edificios colindantes sufrieron impactos entre ellos; otra causa es el giro de la cimentación provocado por la deformación del subsuelo ante la acción sísmica, que en muchos casos no se consideró esto para el diseño de las estructuras y que puede llegar a incrementar su periodo de vibración.

f) La disminución de la resistencia de las arcillas de la Ciudad de México por los constantes ciclos de carga y descarga, además de incrementar las deformaciones.

g) Por las ondas sísmicas que superaron a la resistencia del esfuerzo admisible del subsuelo, apareciendo en áreas sin concentración de carga ( calles o terrenos baldíos ) grietas.

## CASOS PARTICULARES DE FALLAS PROVOCADAS POR EL SISMO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS EN LA CIUDAD DE MEXICO.

Se hace énfasis en las fallas ocurridas provocadas por errores técnicos, para que no se sigan cometiendo los mismos errores en el futuro.

### Pilotes de punta.

Tomamos el caso de un conjunto de edificios que se encuentra ubicado en la delegación Coyoacan, al sur de la Ciudad en el Ex-ejido de Tepetlapa, es un conjunto habitacional de 8 torres de 17 niveles, sobre la zona del Lago.

La cimentación consta de 128 pilotes de punta desplantados a 35m de profundidad . Para contrarrestar la fricción negativa se usaron pilotes de sección variable.

En el proceso constructivo se hizo una perforación previa para el hincado de pilotes y no se tomaron medidas para la holgura de relleno.

Este edificio presentaba empujamiento antes del sismo, debido al hundimiento regional ( de 30 a 50 cm ), por lo que las trabes de cimentación y la parte superior de los pilotes ya no se encontraban confinados, siendo ahí donde se registró la falla.

Después del sismo se encontraron 17 pilotes en una sola torre fallados por sobrecarga de compresión.

Además no se cumplió con las especificaciones para la separación de estribos.

#### Pilotes de punta penetrante.

Este edificio se encuentra en el centro de la Ciudad, es de oficinas, tiene 20 niveles y 4 sótanos.

La cimentación realizada es a base de 202 pilotes de punta penetrante apoyados en la capa dura a una profundidad de 32 m.

Los sótanos fueron construidos a desnivel, lo que provocó que la cimentación se construyera a diferentes profundidades de desplante, además que los últimos pisos fueron hechos para estacionamiento. En la figura 4.6 se observa un corte del edificio en cuestión.

La mayor parte del edificio quedó apoyada en una cimentación tipo cajón, el resto quedó apoyada en una losa de cimentación y trabes hacia abajo, fue en esta última donde se originó la falla de la losa de cimentación, la cual emergió 120 cm, además se observó que el acero de refuerzo de las contr trabes no estaba bien ligado con la losa.

La causa por la que se construyeron dos tipos diferentes de cimentación fue por problemas de construcción.

Cabe señalar que dicha falla es por cortante; la cual ocurre en muy raras ocasiones.

#### Pilotes de fricción.

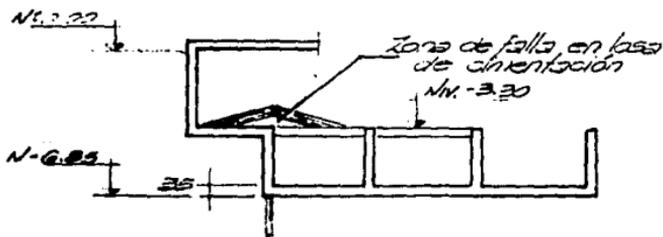
a) Es el caso de un edificio ubicado en la zona sur central de la Ciudad, cerca de Salto del Agua; es un edificio de oficinas de 22 niveles a base de 87 pilotes de fricción apoyados después de la capa dura.

En el proceso constructivo se hizo una perforación previa para el hincado de pilotes que son de sección variable.

Después del sismo sufrió grandes hundimientos ( 55 ca ) en una esquina del edificio.

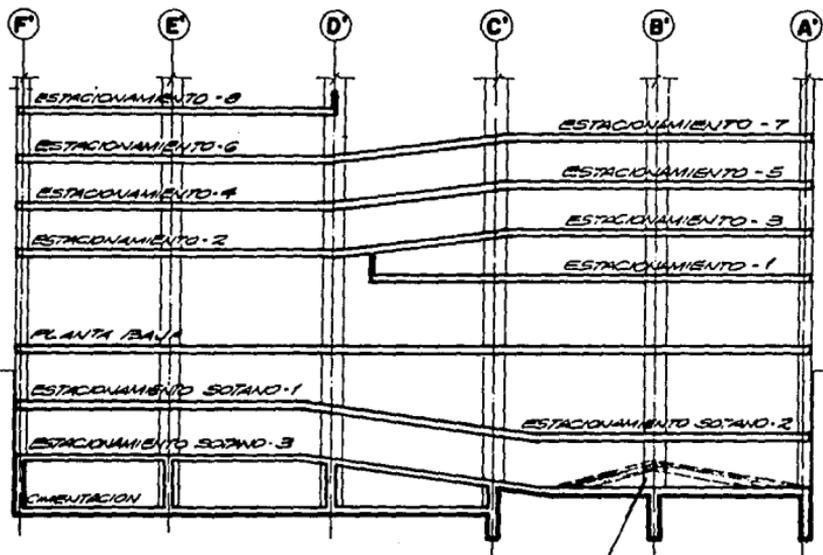
La cimentación se compone en la parte central por cajones, y en las orillas la losa de apoyo pasa por encima de las contr trabes; produciéndose en esta zona una falla

por pandeo de la losa; cabe señalar que el acero de refuerzo de las traveses estaba bien ligado como se muestra en la siguiente figura.



CORTE EN CIMENTACION

Figura Falla por cortante en pilotes de fricción



CORTE DE NIVELES

Zona de falla en los de cimentación

b) Ahora tratamos el caso de un edificio de oficinas ubicado en la zona del Lago al oriente de la Ciudad, de 12 niveles con sótano, su cimentación es a base de pilotes entrelazados; 162 pilotes tipo A ( de fricción ) de 35 m. y 62 pilotes tipo B de 35 m. apoyados en la primera capa dura, que se encuentra a 40 m .

Después del sismo el edificio sufrió un asentamiento considerable ( 80 cm ) hacia la fachada; en el sentido largo del edificio presenta un quiebre hacia el centro. Sin embargo en la cabeza de los pilotes no se encontró ningún daño.

#### Pilotes de control.

Después del sismo muchos edificios fueron dañados por tener este tipo de cimentación, como hospitales, conjuntos habitacionales, centrales telefónicas, etc; donde se demostró el falso concepto para determinar el número de pilotes de control para soportar una estructura.

La mayoría de los cabezales metálicos de los pilotes de control no resistieron la sobrecarga con el sismo, quedando destruidos completamente.

### PANORAMA GENERAL DE FALLAS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS DURANTE EL SISMO.

En general la zona de daños quedó ubicada al oriente de la Ciudad de México; esto se debió a la falta de construcciones altas y en otras zonas se debió a las características del subsuelo.

Las cimentaciones falladas ocurrieron todas dentro de la zona del Lago y en la zona delimitada con línea punteada en la figura 4.7, denominada zona de daños.

Aproximadamente fueron 25 los edificios que con un sistema de cimentación a base de pilotes de fricción sufrieron hundimientos bruscos, llegando a ser en muchos



## COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LA ARCILLA.

La amplitud de las ondas sísmicas se amplificaron debido al comportamiento de la arcilla, la cual fue estudiada obteniéndose los siguientes resultados :

- Se comprobó una respuesta esencialmente elástica, sin embargo para deformaciones mayores de 0.4% el comportamiento de la arcilla fué inelástico , generando deformaciones permanentes.

- Las deformaciones indicadas anteriormente, aumentan a medida que crecen los esfuerzos cortantes sostenido y cíclico y el número de ciclos, además en la medida en que se va reduciendo la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

- Se registraron bajos amortiguamientos, del orden de 4 a 8% .

Durante el sismo se combinaron los efectos del peso propio de los edificios que ejercían esfuerzos estáticos altos, y la baja resistencia de la arcilla, generándose esfuerzos cortantes cíclicos adicionales que provocaron deformaciones permanentes, estas deformaciones se visualizaron como desplomes y hundimientos de los edificios ( sólo en el caso de edificios apoyados en pilotes de fricción ).



Figura 4.9 Ruptura de un pilote debido a altos momentos.



Figura 4.8 Ruptura en la cabeza de un pilote.

**CAPITULO V**  
**ANALISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS**

## INTRODUCCION

Cuando los esfuerzos inducidos por solicitaciones a la que está sometida una estructura son de mayor magnitud que la capacidad de soporte de los estratos superficiales, es recomendable una cimentación profunda; los métodos de diseño de pilas y pilotes son los mismos.

Generalmente los pilote se diseñan por grupos y en muy pocas ocasiones como elementos aislados. La capacidad de grupos de pilotes ha sido un tema muy controvertido.

No hay un método o una teoría racional para poder calcular la capacidad de grupos de pilotes; por la mala información de campo no hay una definición de falla aplicable a dichos grupos de pilotes. " La propuesta presentada por Terzaghi y Peck (1967) sobre falla de conjunto es por demás conocida: supone que un grupo de pilotes fallará como un bloque formado por los pilotes y por el suelo que los circunda y que la capacidad de carga de la base del bloque considerado como zapata, más la resistencia por fricción de los lados del bloque, debe ser mayor que la carga total aplicada al bloque. Esto puede considerarse simplemente como una regla práctica. " (Ref. 6).

La selección de los elementos constructivos que sean compatibles con las propiedades mecánicas de los diferentes estratos de suelo y rocas del lugar, marcarán el inicio de lo que es el análisis de una cimentación profunda. A partir de este análisis se definirá la profundidad de desplante de la cimentación así como el dimensionamiento de las pilas o pilotes, además, de recomendar los procedimientos constructivos más apropiados y presuponer su comportamiento de la cimentación.

Los posibles errores que se puede tener al diseñar una cimentación son los siguientes:

- 1) Una consideración incorrecta de los asentamientos diferenciales de la estructura.

- 2) Las condiciones del suelo no son las supuestas en el diseño.
- 3) La carga no es la supuesta.
- 4) La teoría para el diseño no es del todo precisa.
- 5) El control de la construcción no es del todo satisfactorio, que en un momento dado puede hacer variar las condiciones previstas anteriormente.

El diseño se divide en dos partes: considerando por un lado el diseño geotécnico y por otro lado el diseño estructural. El diseño geotécnico establece la capacidad de carga del suelo y el análisis de asentamientos.

## DISEÑO GEOTECNICO

El diseño de toda cimentación debe cumplir con los siguientes requisitos:

- a) La superestructura no debe tener asentamientos mayores a los permisibles.
- b) Considerar un factor de seguridad contra falla última.

Las dimensiones de la cimentación estarán sujetas a cualquiera de los requisitos anteriores, por lo que se debe estimar el asentamiento propio de la cimentación, además de la capacidad de carga.

En cimentaciones apoyadas en estratos arcillosos de alta compresibilidad predomina el asentamiento, por lo cual el diseño está sujeto sólo al asentamiento de la cimentación; en cambio, en arenas densa o mediana el asentamiento no es el principal factor que interviene en la cimentación si no la capacidad de carga de dicha cimentación, la que a su vez depende de la resistencia al corte del suelo y del mecanismo de transferencia de carga al elemento de cimentación-suelo.

Se deben tener conocimientos adecuados de los procesos constructivos, además de la transmisión de carga a lo diferentes tipos de pilotes o pilas para un buen diseño.

Las etapas de trabajo del diseño geotécnico de una cimentación profunda son:

- 1) Investigación Geotécnica (Capítulo II)
- 2) Selección del equipo de construcción y del tipo del elemento a usar ( pilote ó pila ).
- 3) Anteproyectar la longitud y capacidad de carga de los pilotes.
- 4) Comprobar las etapas 2 y 3 en base a datos recabados de pruebas de carga tanto estáticas como dinámicas.

A continuación se describirán las etapas antes mencionadas :

#### Investigación Geotécnica.

Consiste en estudios de laboratorio y pruebas de exploración del subsuelo para determinar las propiedades mecánicas e índice que intervienen en la determinación de la capacidad de carga de la cimentación profunda, además del asentamiento de ésta.

De acuerdo a la experiencia se ha utilizado un método rápido y eficiente como es el penetrómetro dinámico, aplicado en suelos granulares; en cambio el penetrómetro estático, se utiliza en suelos finos, obteniéndose buenos resultados.

Por el hincado de pilotes se modifican los esfuerzos iniciales, las propiedades de deformación del suelo y la resistencia al corte; por lo que se debe tener cuidado en el análisis ( Capítulo II ).

### Selección del equipo de construcción y del tipo de elemento a usar.

Para seleccionar un elemento adecuado para una cimentación profunda se basará el ingeniero proyectista en estudios de diferentes condiciones básicas de la mecánica de suelos; además del equipo disponible y restricciones propias del sitio que condicionan el uso del equipo.

### Anteproyecto de longitud y capacidad de carga de los pilotes.

Para hacer una evaluación probable del costo de la cimentación propuesta, el proyectista define tentativamente la longitud, el tipo, capacidad de carga individual, separación entre pilotes y grupos de ellos. Del costo obtenido se verá la conveniencia de realizar pruebas de carga.

Para poder elegir el ó los estratos de apoyo se deberá hacer estudios de la estratigrafía y características de los depósitos; para poder establecer la longitud probable de las pilas o pilotes se hará estimando la profundidad de dichos estratos.

Cuando con los sondeos se determine la presencia de roca sana a una profundidad económica, la transmisión de carga será posible con pilotes de punta, donde se podrá determinar en forma precisa su longitud.

En casos de suelos cohesivos donde se hincen pilotes de fricción se debe determinar la longitud, tipo de pilotes así como la geometría y tamaño de la estructura para tener asentamientos mínimos.

Para obtener asentamientos menores, será en base a cimentaciones anchas apoyadas en pilotes largos separados, bajo grandes cargas; en cambio en cimentaciones apoyadas con

pilotes cortos, bajo cargas pequeñas y muy cercanos entre sí, se logrará que los asentamientos sean menores.

Para poder anteproyectar los elementos de la cimentación también se hace en base al análisis de estructuras existentes similares, siempre y cuando se localicen cerca del lugar de la obra.

Para determinar la capacidad de carga de una cimentación se hará en base a los siguientes criterios:

- 1) La capacidad de carga permisible, con la cual no se provocarán mayores asentamientos que el valor permisible establecido, y que proporcionará un factor de seguridad contra falla por esfuerzo cortante.
- 2) La capacidad de carga última, con la cual se propicia la falla de la cimentación por esfuerzo cortante o por excesivo asentamiento.

" Para determinar la capacidad de carga de una cimentación se recomienda:

- a) Realizar pruebas de carga de pilas o pilotes del tipo que se propone utilizar.
- b) Estudiar los registros de comportamiento de cimentaciones con características similares.
- c) Determinar teóricamente la capacidad de carga última y los asentamientos que se podrán presentar " (Ref. 3).

#### Capacidad de carga bajo solicitaciones verticales en pilotes.

Para calcular la capacidad de carga así como el asentamiento de los diferentes tipos de pilotes o pilas prevalecen fórmulas y reglas semi-empíricas.

## CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS COHESIVOS.

Los métodos de diseño de pilotes o pilas se dividirán en dos partes principales:

- a) El diseño preliminar de cimentaciones grandes; es recomendable realizar pruebas de carga como parte constructiva y propia de diseño.
- b) El diseño definitivo de cimentaciones pequeñas, siempre y cuando se haya utilizado en el análisis factores de seguridad apropiados.

En las dos etapas anteriores se deberá de obtener de antemano la resistencia al corte del suelo a corto plazo ( prueba no drenada ), que resulta ser la condición más crítica. En arcillas blandas sensitivas debe tomarse en cuenta que a la hora del hincado se produce una alteración en el suelo por remoldeo total, que trae como consecuencia pérdida de resistencia en el suelo y una disminución en la capacidad de carga del pilote. Al consolidarse el suelo en la vecindad del pilote se disminuye el efecto causado por la alteración provocandose un aumento de la capacidad de carga del pilote si el suelo es normalmente consolidado y una disminución de capacidad de carga del pilote si el suelo es preconsolidado.

En la práctica se aplica el concepto de resistencia al corte no drenada ( $C_u$ ) de la arcilla, esto es considerar esfuerzos totales para estimar la capacidad de carga de los pilotes ; se han desarrollado correlaciones empiricas entre  $C_u$ , la fricción lateral y la resistencia de punta de un pilote, pero no se ha comprobado del todo su confiabilidad.

Por esto algunos autores proponen el análisis basándose en esfuerzos efectivos como otra forma de hacer el análisis del diseño de la cimentación profunda.

**CONDICIONES DE SERVICIO DE LOS ALUMNOS DEL INSTITUTO VECES**

El presente contrato es una invitación para que el alumno se comprometa a cumplir con las condiciones de servicio que se detallan a continuación, las cuales son de carácter obligatorio.

**CONDICIONES DE SERVICIO DE LOS ALUMNOS DEL INSTITUTO VECES**

Para garantizar el cumplimiento de las condiciones de servicio que se detallan a continuación, el alumno se compromete a cumplir con las siguientes obligaciones:

1. El alumno se compromete a cumplir con las siguientes condiciones:

**Obligaciones**

1. El alumno se compromete a asistir a las clases de la siguiente manera:

1.1. En la fecha y hora que se indica en el presente contrato.

1.2. En el aula que se indica en el presente contrato.

- CAPACIDAD DE CARGA EN ARCILLAS CON  $C_u < 10 \text{ ton/m}^2$ .

Un pilote hincado en una arcilla con  $C_u < 10 \text{ ton/m}^2$  (resistencia al corte no drenada) deriva su capacidad de carga debido a la fricción lateral o a la adherencia casi en su totalidad.

I) Considerando Esfuerzos Totales.

Para obtener la capacidad de carga última de un pilote hincado en arcilla saturada homogénea se aplica la siguiente expresión:

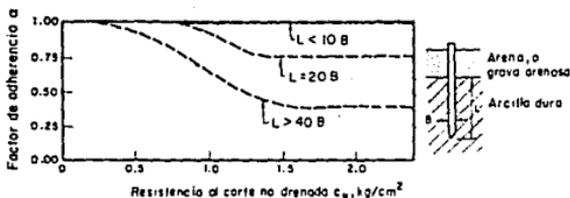
$$Q_u = \alpha \cdot C_u \cdot A_s \text{ ----- (1)}$$

donde:

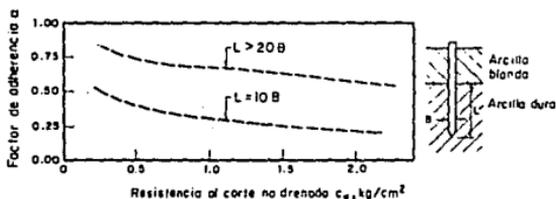
$\alpha$  = Es un factor de adherencia que se obtiene de la figura 5.1.

$C_u$  = Es la resistencia al corte no drenada promedio del suelo en la vecindad del pilote, en  $\text{ton/m}^2$ .

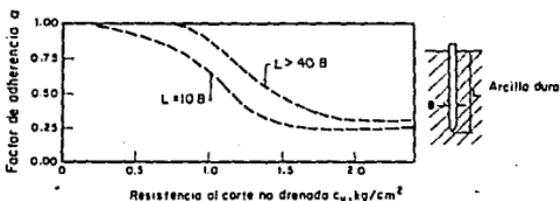
$A_s$  = Es el área lateral del fuste del pilote, en  $\text{m}^2$ .



a) Pilotes hincados a través de arenas o gravas arenosas hasta la arcilla dura



b) Pilotes hincados a través de arcilla blanda hasta la arcilla dura



c) Pilotes sin estratos arriba de la arcilla dura

**NOTAS:**

1. Las gráficas no son aplicables a secciones H o en cruz ni a pilotes colados in situ hincados o excavados
2. El factor de seguridad no deberá ser menor de 2.5 excepto para diseños basados en resultados confiables de pruebas de carga

**figura 5.1 Factor de adherencia vs. resistencia al corte para distintas condiciones de hincado de pilotes en arcilla dura**

De las gráficas de la figura 5.1 se observa que los valores de  $\alpha$  varían dentro de los límites amplios y se reduce

rápidamente al incrementar la resistencia al corte; para pilotes incados  $\alpha$  oscila de 1 para arcilla blanda a 0.5 o menos para arcillas duras.

Nota: La capacidad de carga última  $Q_u$  obtenida en la expresión (1) se debe de verificar con pruebas de carga.

## II) Considerando Esfuerzos Efectivos.

Al hincar un pilote la adherencia está dada por la resistencia al corte no drenada ( $C_u$ ) de la arcilla remoldeada. Sin embargo, después del hincado y al terminó de la construcción de la cimentación, la fricción lateral estará gobernada por la resistencia al corte drenada ( $c$ ) y el ángulo de fricción efectiva ( $\phi'$ ) de la arcilla remoldeada que ha fallado muy cerca del fuste.

Tratandose de una arcilla saturada, la fricción lateral última se puede obtener a partir de la resistencia al corte drenada del suelo remoldeado suponiendo la cohesión. Entonces, la adherencia solo dependerá del ángulo de fricción efectiva ( $\phi'$ ) entre la arcilla y el fuste del pilote. Para obtener la capacidad de carga última ( $Q_u$ ) se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q_u = A_s \cdot (\tau_e)_p \quad \text{-----} \quad (2)$$

donde:

$A_s$  = Es el área lateral del fuste del pilote, en  $m^2$

$(\tau_e)_p$  = Es la fricción lateral efectiva promedio a lo largo del fuste, en  $ton/m^2$

El valor promedio  $\tau_e$  se obtiene apartir de los valores de la fricción lateral obtenidos a distintas profundidades a lo largo del fuste del pilote, y aplicando la siguiente expresión:

$$\tau_e = p_o' \cdot k_o \cdot \tan \phi' \quad \text{-----} \quad (3)$$

donde:

$p_o'$  = Es la presión efectiva por sobrecarga a la profundidad considerada

$k_0$  = Es el coeficiente de empuje de tierras en reposo.

Debido a la dificultad que involucra el conocer  $k_0$  y  $\phi^1$ , se ha optado en base a resultados en pruebas, para arcilla con  $C_u < 10 \text{ ton/m}^2$ , poco preconsolidadas, considerar que el valor del producto  $k_0 \cdot \tan \phi^1$  oscila entre 0.25 y 0.4, tomando en forma práctica para diseño el valor de 0.3, quedando finalmente la ecuación (3) como:

$$r_s = 0.3 \cdot p_0^1 \text{ ----- (4)}$$

Se recomienda aplicar un factor de seguridad mínimo de 2.5 para tener la capacidad de carga admisible del pilote, siempre cuando se ejecuten pruebas de carga al llevar a cabo la construcción de la cimentación. Cuando no se realicen pruebas de carga el factor de seguridad mínimo será de 3.0 .

#### - CAPACIDAD DE CARGA EN ARCILLA CON $C_u > 10 \text{ ton/m}^2$ .

En este caso la capacidad de carga del pilote se deriva de la fricción lateral, de la adherencia y además de la resistencia por punta.

No se tiene una idea muy precisa de los efectos que se causen por el hincado del pilote en la adherencia y sobre el área de contacto efectiva arcilla-pilote; para un diseño preliminar se puede no considerar la figura 5.1 .

Para el diseño final es recomendable mediante pruebas de carga obtener la capacidad de carga última.

#### - CAPACIDAD DE CARGA DE GRUPOS DE PILOTES EN ARCILLA.

El valor mínimo de la capacidad de carga de un grupo de pilotes cuyas cabezas están por encima del nivel de desplante de la estructura siendo una arcilla homogénea no sujeta a

fricción negativa, se puede obtener con algunos de los siguientes criterios:

a) La capacidad de carga de un grupo de pilotes se determina del producto de la capacidad de carga en la punta por el área en planta de la envolvente del grupo, sumándole la fricción ejercida en el área lateral del volumen del grupo.

b) La capacidad de carga de un grupo de pilotes es igual a la capacidad de carga de un pilote aislado multiplicada por el número de pilotes.

Normalmente se aplica este último criterio afectándolo con un factor de reducción que está en función del espaciamiento entre pilotes ( tabla XIII ).

Factor de reducción	1	0.95	0.9	0.85	0.75	0.65	0.55
Espaciamiento en diámetros de pilotes	10	8	6	5	4	3	2.5

Tabla XIII Factores de reducción de capacidad de carga para grupos de pilotes en arcilla.

#### - ASENTAMIENTO DE PILOTES INDIVIDUALES EN ARCILLA.

Cuando el espaciamiento entre pilotes es mayor de 7 diámetros y su cabeza no está en contacto con el suelo se considerará que trabajará en forma aislada.

#### - ASENTAMIENTO DE GRUPOS DE PILOTES EN ARCILLA.

Los asentamientos en los grupos de pilotes son de dos clases, habiendo asentamientos inmediatos provocados al aplicar la carga y asentamientos diferidos por causa de la



siguiente fórmula:

$$\Delta H = H \left[ \frac{C_c}{1+e_0} \right] \log \left[ \frac{P_0 + \Delta p}{P_0} \right] \dots (5)$$

donde :

$\Delta H$  es el asentamiento, medido en cm.

$C_c$  es el índice de compresibilidad, igual al cambio en la relación de vacíos para un ciclo logarítmico de esfuerzo aplicado, en la curva  $e-\log \sigma_v$ .

$\Delta p$  es el incremento de presión efectiva, en  $\text{kg/cm}^2$

$e_0$  es la relación de vacíos inicial.

$H$  es el espesor del estrato compresible medida a partir del tercio inferior de los pilotes, en cm

$P_0$  es la presión inicial efectiva, en  $\text{kg/cm}^2$ .

La expresión anterior únicamente considera los asentamientos debidos a la consolidación primaria.

#### - FRICCIÓN NEGATIVA EN ARCILLA.

Cuando el suelo arcilloso esté expuesto a consolidación produce fuerzas de arrastre sobre los pilotes, generalmente este proceso disminuye su capacidad de carga. Este efecto es conocido como fricción negativa, y sólo ocurre cuando el suelo está sometido a alguna de las siguientes condiciones:

- a) Alrededor de los pilotes ocurre una reconsolidación de la capa arcillosa remoldeada
- b) Sostiene rellenos recientes y edificios que sobrecargan la superficie.
- c) Presenta problemas de abatimientos piezométricos, causadas por la extracción del agua.

En arcillas con sensibilidad mayor de 3 la fricción negativa es máxima, en este caso el peso del material

Compresible entre pilotes de un grupo se debe considerar como fuerzas de arrastre.

En cimentaciones apoyadas en pilotes de punta la fricción negativa pasa a ser un problema de capacidad de carga, ya que la carga transmitida al pilote aumenta, al mismo tiempo que se reduce el confinamiento del estrato de soporte, reduciendo su capacidad de carga.

En el caso de cimentaciones con pilotes apoyados en suelos compresibles, la capacidad de carga rige por la fricción o adherencia lateral y por la resistencia por punta, podremos clasificar el problema de fricción negativa como un problema de asentamiento.

Para contrarrestar los efectos de la fricción negativa algunos constructores lo hacen aplicando recubrimientos bituminosos o de tipo viscoso a la superficie de los pilotes.

En lugares donde ocurra hundimiento regional se deberá diseñar la cimentación aplicando alguno de los siguientes criterios:

- a) La cimentación se hace con pilotes de control, que tienen un mecanismo de control de carga de comportamiento elastoplástico con una carga de fluencia menor que la impuesta por la estructura. Mostrándose en la figura 5.3. Con este tipo de cimentación podremos controlar los asentamientos del terreno sin que la estructura emerja.
- b) La cimentación se hace con pilotes de fricción, de tal forma que se diseñen para seguir el asentamiento regional; en este caso se puede presentar en la estructura un buen funcionamiento.
- c) La cimentación se hace con pilotes de punta, este tipo de cimentación es capaz de sostener el peso propio del edificio más la fricción negativa inducida; a largo tiempo este tipo de

estructuras cimentadas con pilotes de punta emergerán por el hundimiento regional.

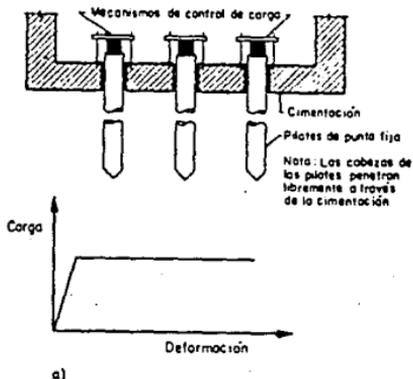


Figura 5.3 Cimentación pilotada con mecanismo control de carga, a) curva carga-deformación idealizada.

Para calcular la fricción negativa  $\tau_n$  para suelos cohesivos se aplica la expresión siguiente:

$$\tau_n = \alpha \cdot C_u \text{ ----- (6)}$$

donde:

$C_u$  es la resistencia al corte no drenada.

$\alpha$  es un factor de adherencia obtenido en la figura 5.1 .

En pilotes instrumentados se han observado y demostrado que la magnitud de la fricción negativa está en función del esfuerzo efectivo, donde se calcula con la expresión siguiente:

$$\tau_n = P_o' \cdot k \cdot \tan \phi' \text{ ----- (7)}$$

donde:

$k$  es un coeficiente de empuje de tierras, donde es igual o mayor que  $k_0$

$P_o'$  es la presión efectiva por sobrecarga incluyendo al esfuerzo debido a la parte consolidada del relleno.

$\phi'$  es el ángulo de fricción efectiva de la arcilla.

Para casos prácticos podemos reducir la expresión a:

$$\tau_n = 0.3 \cdot P_o' \text{ ----- (8)}$$

La fricción negativa para suelos granulares se calcula como:

$$\tau_n = \left[ \frac{1 - \text{sen}^2 \phi}{1 + \text{sen}^2 \phi} \right] \tan \phi \cdot \sigma_z' \text{ ----- (9)}$$

donde:

$\phi$  es el ángulo de fricción interna del material.

$\sigma_z'$  es el esfuerzo efectivo en el suelo a la profundidad  $z$ .

#### a) Fricción Negativa en arcilla, en pilotes aislados.

La fuerza total  $F_n$  provocada por la fricción negativa para un pilote aislado es:

$$F_n = \tau_n \cdot A_s \text{ ----- (9)}$$

donde:

$A_s$  es el área del pilote en contacto con la capa de arcilla en proceso de consolidación.

Tratándose de pilotes de fricción; la fricción negativa provoca que aparezca una zona de signos opuestos, esto se muestra más claramente en la figura 5.4

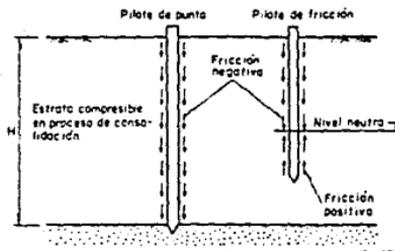


figura 5.4 Fricción negativa en pilotes

En el diseño se deberá considerar que la velocidad con que penetran los pilotes en el estrato compresible es igual a la velocidad del nivel neutro (separación entre la zona de fricción positiva y negativa).

Para poder determinar la posición del nivel neutro, se hace por aproximaciones sucesivas, hasta lograr que se cumpla la siguiente ecuación:

$$Q_u + F_p = \sum Q + F_n \text{ ----- (1)}$$

donde:

$Q_u$  es la capacidad de carga por punta sin factor de resistencia

$F_p$  es la fuerza total debida a la fricción positiva afectada por un factor de resistencia,  $F_r=1$ .

$F_n$  es la fuerza total debida a la fricción negativa afectada por un factor de resistencia,  $F_r=1$ .

$\sum Q$  es la combinación de cargas permanentes sin factor de carga,  $F_c$ .

En el diseño se debe comprobar que el nivel neutro sea alto con el objeto de anular la emersión de la cimentación sin que los asentamientos resulten excesivos.

b) Fricción Negativa en arcilla, en grupos de pilotes.

En grupos de pilotes la fuerza total debida a la fricción negativa máxima  $F_n$  que actúa sobre un pilote está dada por el peso de la arcilla que se encuentra entre los pilotes, siendo:

$$F_n = \gamma \cdot A_s \leq S_p \cdot H \cdot \gamma \quad (12)$$

donde:

$S_p$  es el espaciamiento entre pilotes

$H$  es el espesor del estrato de arcilla.

$\gamma$  es el peso volumétrico de la arcilla en cuestión.

- PILOTES Y PILAS COLADAS EN SUELOS COHESIVOS.

Los pilotes y pilas de concreto colados en el lugar sobre arcilla provoca remoldeo y reblandecimiento del suelo perimetral. Con las pruebas de carga se ha podido demostrar que el incremento de capacidad de carga con el tiempo no es significativo, ya que la consolidación de la arcilla blanda es muy lenta.

a) Fricción lateral en función de esfuerzos totales.

La carga última  $Q_r$  se puede obtener de la siguiente forma:

$$Q_r = c_{ua} \cdot A_s \quad (13)$$

donde:

$Q_r$  es la fricción lateral última.

$A_s$  es el área lateral del fuste del pilote.

$c_{ua}$  es la adherencia última (  $c_{ua}$  varía de 0.3 a 0.4 de  $C_u$  ).

Se recomienda obtener el valor de  $c_u$  partiendo de la mínima resistencia al corte no drenada ( $C_u$ ), quedando limitado a un máximo de  $10 \text{ ton/m}^2$ .

b) Fricción lateral en función de esfuerzos efectivos.

Para poder calcular esta fricción es válido aplicar la ecuación ( ec. 2 ), pero solo en arcillas donde se haya determinado  $K_0$  con métodos apropiados.

c) Fuerzas de arrastre.

Las fuerzas de arrastre de mayor importancia en el diseño y construcción de pilas o pilotes que resisten cargas grandes son la fricción negativa y las fuerzas laterales sísmicas. Estas últimas fuerzas forzan al vástago de la pila a moverse con la masa del suelo, produciéndose fuerzas cortantes y momentos flexionantes en los extremos de la pila y en su propio vástago; por lo que en el diseño se deberán considerar además de la carga vertical.

Como ya se comentó la fricción negativa induce un incremento en la carga sobre la pila, además de reducir su capacidad de soporte.

d) Resistencia por punta.

Se puede estimar la carga última por punta (  $Q_p$  ) de pilas y pilotes con la siguiente expresión:

$$Q_p = N_c \cdot C_u \cdot A_p \text{ ----- (14)}$$

donde:

$A_p$  es el área de la sección transversal de la punta del pilote.

$C_u$  es el valor mínimo de la resistencia al corte no drenada de la arcilla al nivel de desplante de la punta del pilote.

$N_c^1$  es el coeficiente de capacidad de carga que depende del diámetro de la punta del pilote y se puede obtener de la tabla XIV .

Diámetro de la punta	$N_c^1$
< 0.5 m	9
0.5 a 1 m	7
> 1 m	6

tabla XIV Coeficiente de capacidad de carga  $N_c^1$  para cimientos colados en el lugar.

e) Capacidad de carga.

Las cargas permisible ( $Q_a$ ) de pilotes colados en el lugar se obtiene de la combinación de fricción lateral ( $Q_r$ ) y de la resistencia por punta ( $Q_p$ ), una vez que se han afectado por los factores de seguridad. Cuando el suelo la base del pilote es de una compresibilidad mayor o igual que el suelo alrededor del fuste, la carga permisible se puede obtener al aplicar la siguiente expresión:

$$Q_a = \frac{1}{2.5} \left[ Q_r + Q_p \right] \text{----- (15)}$$

donde:

En el caso donde el suelo que se encuentra por debajo del pilote o pila es de menor compresibilidad que el que se encuentra alrededor del fuste, se recomienda aplicar la siguiente expresión:

$$Q_a = [1/2] \cdot Q_p \text{ ----- (16)}$$

Una vez que se haya realizado las pruebas de carga la decisión de considerar la fricción lateral además de la resistencia en la punta se debe tomar con cuidado. De las pruebas de carga se debe verificar la compactibilidad de las deformaciones con la resistencia disponible y definir la posibilidad en la disminución de resistencia provocado por la fricción lateral con el tiempo. De dichas pruebas se determina además el asentamiento permisible del pilote, en el cual se deberá de basar la selección de carga permisible.

#### f) Asentamientos.

Normalmente los pilotes y pilas colados en arcilla cuyo  $C_u > 10 \text{ ton/m}^2$  se analizan como pilotes individuales dada su alta capacidad de carga. El análisis de estos pilotes resulta ser difícil ya que se cuenta con muy poca información sobre el comportamiento de ellos.

#### - PILOTES HINCADOS CERCA DE LADERAS NATURALES.

" Se ha observado que a consecuencia del hincado de pilotes, las presiones de poro en exceso se distribuyen en la masa de arcilla hasta alcanzar considerables distancias; cuando se hinca en la vecindad de un talud, el aumento de la presión de poro ha llegado a provocar la falla del talud.

En caso necesario las presiones de poro se pueden reducir empleandose secuencias de hincado adecuadas y realizando perforaciones previas" (Ref. 3).

**- BUFAMIENTO DURANTE EL HINCADO DE PILOTES.**

Con el hincado de pilotes en arcillas, el suelo desplazado por el pilote regularmente produce un bufamiento en la superficie del terreno. Se ha observado que el volúmen de expansión de las superficies del terreno es del orden de 40% a 60% del volúmen del pilote. En caso de que este bufamiento no se acepte, para lograr disminuirlo se hará una perforación previa.

**- PILOTES EN ARCILLAS EXPANSIVAS.**

En este caso la función de los pilotes es la de soportar las fuerzas de tensión producidas por la capa activa después del proceso de expansión. Es indispensable considerar estas fuerzas en el diseño.

## CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS GRANULARES.

Los métodos que se describen a continuación serán solamente aplicables en suelos granulares homogéneos, que además se extiendan a una profundidad considerable por debajo del nivel de desplante del cemento, o bien en suelos estratificados en los que por debajo de ellas haya materiales de mejor calidad.

En suelos granulares la capacidad de carga de pilas y pilotes esta dada por la fricción lateral a lo largo del fuste, así como la resistencia por punta. Estas dos variantes son función del nivel de esfuerzos de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo y de la compacidad del mismo, además de las características propias de la pila o pilote.

### - CAPACIDAD DE CARGA, SEGUN LA PENETRACION ESTANDAR.

Aplicando la prueba de penetración estándar es posible determinar la capacidad de carga última de un pilote aislado, aplicando la siguiente ecuación:

$$Q_u = 40 \cdot N \cdot A_p + 0.2 \cdot \bar{N} \cdot A_s \quad (17)$$

donde:

$Q_u$  es la carga última del pilote, en ton.

$N$  es el número de golpes promedio a la elevación de la punta del pilote,  $N_0$  de golpes / 30 cm.

$A_p$  es el área de la sección transversal de la punta del pilote, en  $m^2$ .

$\bar{N}$  es el número de golpes promedio a lo largo del fuste del pilote,  $N_0$  de golpes / 30 cm.

$A_s$  es el área de la superficie lateral del fuste del pilote, en  $m^2$ .

Se deben emplear para esta prueba un factor de seguridad mínimo de 4 para determinar la capacidad de carga permisible

(  $Q_a$  ) del pilote, de esta forma se tiene la siguiente expresión:

$$Q_a = Q_u/4 \text{ ----- (18)}$$

- CAPACIDAD DE CARGA, SEGUN LA TEORIA DE LA PLASTICIDAD.

Partiendo del parámetro de resistencia al corte  $\phi^1$  ( ángulo de fricción efectivo del suelo ) se puede obtener la capacidad de carga permisible de un pilote en un suelo granular. El análisis se basa en un enfoque estático para poder determinar la capacidad de carga de pilas y pilotes, por lo que la capacidad de soporte (  $Q$  ) se puede obtener aplicando la siguiente expresión :

$$Q = Q_p + Q_a \text{ ----- (19)}$$

donde:

$Q_p$  es la carga por punta.

$Q_a$  es la carga por fricción lateral.

Otro modo de presentar la ecuación (19) es de la forma siguiente :

$$Q = q_p \cdot A_p + f_s \cdot A_s \text{ ----- (20)}$$

donde:

$q_p$  es la resistencia última por punta.

$A_p$  es el área de contacto de la punta del pilote.

$f_s$  es la resistencia por fricción lateral del pilote.

$A_s$  es el área de la superficie lateral del pilote.

Algunos autores por su experiencia han propuesto que la resistencia por punta de las pilas o pilotes en arena homogénea debe ser proporcional a la presión vertical inicial efectiva (  $P_o$  ), al nivel de la punta del elemento. La



esfuerzo normal medio ( $\sigma_0$ ), este esfuerzo se puede calcular con la siguiente expresión :

$$\sigma_0 = \left[ \frac{1 + 2 \cdot k_0}{3} \right] \cdot P_0 \text{ ----- (22)}$$

donde:

$k_0$  es un coeficiente de empuje en reposo.

En resumen, para calcular la capacidad de carga para un suelo granular, queda de la forma siguiente :

$$q_p = \sigma_0 \cdot N_q = \left[ \frac{1 + 2 \cdot k_0}{3} \right] \cdot P_0 \cdot N_q = P_0 \cdot N_q^1 \text{ ---(23)}$$

despejando :

$$N_q^1 = \frac{1}{3} \left[ 1 + 2 \cdot k_0 \right] \cdot N_q \text{ ---- (24)}$$

En efecto de deformabilidad del suelo antes de su falla es un factor importante para determinar el factor de capacidad de carga ( $N_q$ ) para un esfuerzo normal medio, basándonos en un medio real de la falla. Para poder calcular  $N_q$  se puede tomar como referencia la figura 5.6 la cual está en función del índice de rigidez del suelo ( $I_r$ ) y el ángulo de resistencia al corte  $\phi^1$ ; el índice de rigidez del suelo en condiciones no drenadas (cambio volumétrico nulo) estará dado por la expresión siguiente :

$$I_r = \left[ \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \right] \left[ \frac{1}{\sigma_0 \cdot \tan \phi^1} \right] \text{ ----- (25)}$$

donde:

$E$  es el módulo de deformación.

$\nu$  es la relación de Poisson.

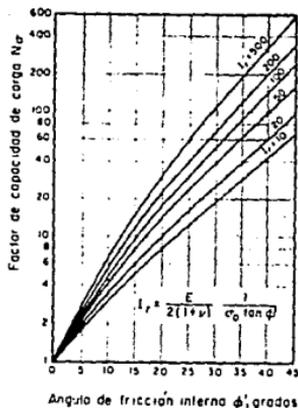


Figura 5.6 Variación del factor de capacidad de carga  $N_0$  en función  $I_r$  y  $\phi$

De la figura anterior se observa la gran diferencia que existe para  $N_0$ , para un determinado valor de  $I_r$  y un mismo ángulo de fricción  $\phi$ .

Cualquier método que se aplique, ya sea según Vesic o cualquier otro autor, para un diseño dado se tendrá que verificar con pruebas de carga.

Para continuar el cálculo de la capacidad de soporte ( $Q$ ), se calculará a continuación la fricción lateral ( $f_s$ ) estimando la resistencia al deslizamiento de un cuerpo rígido en contacto con el suelo. Es de suponer que  $f_s$  debe ser proporcional a la presión por sobrecarga efectiva promedio ( $P_s$ ) a lo largo de la superficie lateral, siempre cuando se trate de arenas homogéneas:

$$f_s = k_s \cdot P_s \cdot \tan \lambda \text{ ----- (26)}$$

donde:

$k_s$  es un coeficiente de fricción lateral ( valor promedio del coeficiente de empuje de tierra sobre el fuste ), que se puede obtener de la tabla XV .

$\lambda$  es un coeficiente de fricción entre el material del pilote y la arena, también obtenido de la tabla XV .

Material del pilote	$k_s$		$\lambda$
	Arena suelta	Arena densa	
Concreto	1.0	2.0	3/4 $\phi$
Acero	0.5	1.0	20°

Tabla XV Valores de los coeficientes  $k_s$  y  $\lambda$  para pilotes hincados

La tabla XV fué elaborada por Broms sólo para pilotes hincados, lo que nos lleva a la conclusión de que cuando se trate de pilas deberán de hacerse modificaciones dependiendo del control en el proceso constructivo, porque los valores obtenidos de la tabla XV toman en cuenta la compactación inducida en la instalación del pilote. Según la experiencia, deberan hacerse pruebas de carga para comprobar los valores de  $k_s$  y  $\lambda$  .

Los métodos propuestos anteriormente para el cálculo de la capacidad de carga, estan restringidos a elementos cortos de longitud no mayor que 15 o 20 diámetros, por tal motivo se han hecho pruebas a escala natural que nos demuestran que los métodos mencionados anteriormente son válidos sólo cuando la punta del pilote se encuentra por encima de una cierta profundidad crítica ( $D_c$ ). Tanto la resistencia por punta,

como la fricción lateral promedio llegan a tomar valores últimos asintóticos que prácticamente permanecen constantes, en un suelo de arena homogénea, todo esto ocurre cuando el pilote es mayor que la profundidad crítica; esto se puede explicar que se debe a factores tales como: rotura de granos, efectos de compresibilidad del suelo, arqueo, etc.; o sea, que abajo de la profundidad crítica se depende de las propiedades mecánicas de la arena, donde la capacidad de carga no depende de la presión por sobrecarga efectiva.

En la mayoría de los casos que se presentan en suelos granulares, la relación  $D_c/B$  ( donde  $B$  es el diámetro del pilote ) oscila entre 7 y 22 para  $\phi=30^\circ$  y  $\phi=45^\circ$  respectivamente; para valores intermedios la profundidad crítica  $D_c$  se obtendrá de la figura 5.7 , elaborada por Meyerhof para pilotes hincados en suelos granulares, que es función exclusivamente del ángulo de fricción interna ( $\phi$ ). Para determinar  $D_c$  no tomamos en cuenta los efectos de sobrecarga por encima de la capa de apoyo.

A continuación calcularemos la capacidad de carga permisible ( $Q_a$ ) por punta para un pilote o pila aislada de diámetro  $B$  y longitud  $L_p$ :

$$Q_a = \frac{1}{3} \left[ q_p \cdot \frac{\pi \cdot B^2}{4} + \frac{f_s}{2} \left[ \pi \cdot B \cdot L_p \right] \right] \text{ ---- (27)}$$

donde:

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

Para  $L_p > D_c$  :

$$Q_a = \frac{1}{3} \left[ q_p \cdot \frac{\pi \cdot B^2}{4} + \frac{f_s}{2} \pi \cdot B \cdot D_c + f_s \cdot \pi \cdot B \left[ L_p - D_c \right] \right] \text{ --- (28)}$$

donde:

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

Para cimentaciones profundas podremos aplicar las

expresiones (27) y (28) sólo con un factor de seguridad mínimo de 3.0 .

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

$$\Sigma(Q \cdot F_c) \leq R \text{ ----- (29)}$$

donde:

R es el menor de los valores siguientes:

- Suma de las capacidades de carga de los diferentes grupos de pilas y pilotes en que pueda sub-dividirse la cimentación.
- Suma de las capacidades de carga de las pilas o pilotes aislados.
- Capacidad de carga de una pila equivalente a la envolvente del conjunto de pilas o pilotes.

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

Para poder aplicar factores de resistencia a la capacidad de carga última, se tendrán los siguientes factores para pilotes hincados en suelos arenosos:

$F_r \leq 0.35$  para la componente de resistencia por punta.

$F_r \leq 0.45$  para componente de resistencia por fricción lateral.

- CAPACIDAD DE CARGA, SEGUN LA PENETRACION ESTATICA CON  
CONO.

La prueba con cono holandés, es la que nos proporciona mejores resultados en arenas de compacidad entre suelta y densa, y en suelos limosos, no siendo posible aplicar este tipo de prueba en arenas muy densas y gravas gruesas. El penetrómetro estático tiene la ventaja de ser semejante a un pilote a escala reducida que cuando se hinca en un suelo homogéneo sin cohesión, se puede correlacionar en la resistencia a la penetración con la de un pilote de tamaño real colocado en el lugar.

Para obtener la capacidad de carga última de un pilote aislado ( en un suelo granular ) se puede obtener en base a la expresión siguiente:

$$Q_u = q_c \cdot A_p + 2 \cdot f_s \cdot A_s \text{ ----- (30)}$$

donde:

$Q_u$  es la capacidad de carga última, en ton.

$q_c$  es la resistencia promedio por punta de pruebas de cono, en  $\text{ton/m}^2$

$A_p$  es el área de la sección transversal de la punta del pilote, en  $\text{m}^2$

$f_s$  es la fricción lateral promedio en prueba de cono, en  $\text{ton/m}^2$ .

$A_s$  es la área lateral del fuste del pilote, en  $\text{m}^2$ .

( Para pilotes cuyo diámetro sea mayor de 50 cm, se recomienda utilizar el valor mínimo de  $q_c$  en vez del valor promedio. ).

El factor de seguridad que se aplica a  $Q_u$  depende de la variación de los resultados de las pruebas, siendo de 2.5 el factor de seguridad mínimo cuando se han realizado gran cantidad de pruebas con una variación menor de  $\pm 10\%$  del promedio; y en cualquier otro caso se aplica un factor de

seguridad de 3 a 3.5.

- CAPACIDAD DE CARGA, SEGUN PRUEBAS DE CAMPO.

Con el paso del tiempo se han desarrollado técnicas experimentales de campo, debido a que los métodos mencionados anteriormente están propensos a errores, por lo que mediante pruebas de carga se determina la capacidad de pilas y pilotes.

En proyecto de gran importancia hay justificación económica para la realización de pruebas de carga preliminares, en pilotes antes de establecer el diseño final, que nos conducen a tener una idea aproximada para la selección de la longitud tipo y capacidad de carga permisible de los cimientos; dichas pruebas se ejecutarán durante la construcción para comprobar las hipótesis de diseño. Cuando se trata de obras pequeñas, o sea, que el número de pilas o pilotes es reducido, resulta antieconómica la realización de pruebas de carga, por lo que se opta por usar un factor de seguridad más conservador en el diseño de la cimentación.

Para elegir un factor de seguridad apropiado, se apoyará el proyectista en la susceptibilidad a las deformaciones de la estructura y el comportamiento del pilote de prueba en lo que respecta a asentamientos,

- RESISTENCIA A LA PENETRACION DEL PILOTE.

En algunos suelos saturados, como arenas finas y limos no cohesivos la capacidad última del pilote puede disminuir después del hincado, este fenómeno es conocido como relajación; se piensa que con el hincado del pilote se provoca la dilatación del suelo que se encuentra bajo la punta del pilote produciendo presiones de poro negativas y

como consecuencia de ello una resistencia mayor temporal; una vez que han desaparecido las presiones indicadas disminuye la resistencia y al mismo tiempo la capacidad del pilote.

El fenómeno conocido como licuación puede también presentarse durante el hincado del pilote, de forma temporal; es posible detectar la licuación efectuando pruebas de rehincado de pilotes donde la capacidad de carga se debe de incrementar a medida que se decrementa la presión de poro inducida.

#### - CAPACIDAD DE CARGA DE GRUPOS DE PILOTES.

Para calcular la capacidad de carga de grupos de pilas o pilotes, se puede aplicar algunas de los siguientes criterios:

- a) Cuando el grupo de pilotes se encuentre apoyado en un estrato firme de espesor limitado, el cual se encuentra sobre un estrato de suelo blando, la capacidad de carga última del grupo se designará al menor de los siguientes valores: la resistencia a la falla como cuerpo rígido de una pila equivalente compuesta por la masa del suelo afectada y el grupo de pilotes; o bien, la suma de las capacidades de los pilotes aislados; en el primero de los valores indicados, la falla se produce por punzonamiento a través del estrato de apoyo (firme) hasta alcanzar un estrato blando.
- b) Considerar que la suma de las cargas permisibles de los pilotes aislados es la capacidad del grupo.
- c) Considerar el criterio de Terzaghi y Peck, donde se supone que la falla se producirá en un bloque definido por el perímetro externo del conjunto

de pilotes; esto es, que la capacidad de carga es calculada como si se tratara de una zapata grande, sumando la resistencia por fricción de los lados del bloque.

Generalmente la suma de las cargas de los pilotes aislados ( $\sum Q_u$ ) es diferente a la carga última del grupo ( $Q_u$ ), indistintamente del criterio que se emplea. De donde a la relación  $n = Q_u / \sum Q_u$  se le conoce como eficiencia del grupo y para suelos arenosos dependerá de algunos factores, de los cuales se podrá mencionar el proceso constructivo, la longitud y espaciamiento entre pilotes y la compacidad relativa inicial del suelo arenoso, como los principales.

De los resultados obtenidos en pruebas de modelos, a escala natural de grupo, de pilotes en suelos arenosos, generalmente se ha observado que la carga última de un grupo de pilotes hincados cuya separación varía entre 2 y 4 diámetros entre centros, es mayor la suma de carga última de pilotes aislados, debido que se aumenta la fricción lateral generado por el incremento de la compactación; en cambio el efecto de grupo no hace variar prácticamente la resistencia por punta, aunque los pilotes se encuentren muy juntos. Sin embargo, la carga última de un grupo de pilotes en un suelo arenoso que no se encuentren por encima de un estrato blando se deben considerar como la suma de las capacidades de carga de los pilotes aislados.

Una forma sencilla práctica de obtener la capacidad de carga de grupos de pilotes en base a la expresión siguiente:

$$P_{\text{grupo}} \leq \sum P_{\text{sk}} + \frac{C_{\text{grupo}}}{C_s} \quad \text{----- (I)}$$

donde:

$P_{\text{sk}}$  es la capacidad de punta por fricción de pilotes.

$P_{sk}^*$  es la fricción lateral de un pilote individual .

$C_{grupo}$  es el perimetro del grupo de pilotes.

$C_*$  es el perimetro de un pilotes individual.

$$P_{punta}^{grupo} = \sum P_{punta} \left\{ \begin{array}{l} \text{en arena} \\ \text{arcilla} \end{array} \right. \text{----- (II)}$$

donde:

$P_{punta}^{grupo}$  es la capacidad de carga por punta del grupo de pilotes.

$\sum P_{punta}$  es la suma de la capacidad por punta de los pilotes individuales.

Donde sumando (I) y (II) se obtendra:

$$P_{sk}^{grupo} + P_{punta}^{grupo}$$

que es la capacidad de carga del grupo de pilotes; que se ilustra de la siguiente figura 5.7A.



Es importante que cuando la determinación de asentamientos se haga de acuerdo a correlaciones con pruebas de penetración, se juzgue anticipadamente la variación del nivel freático con el tiempo, ya que esto puede hacer variar la resistencia a la penetración.

a) Método empírico de Vesic.

Vesic propuso la expresión (31) para el cálculo del asentamiento de un pilote hincado provocado deslizamiento, para niveles de carga normales.

$$S = \frac{B}{100} + \lambda \text{ ----- (31)}$$

donde:

S es el asentamiento de la cabeza del pilote, en cm.

B es el diámetro del pilote, en cm.

$\lambda$  es la deformación elástica del pilote, en cm.

En la práctica el valor de  $\lambda$  se puede obtener aplicando la siguiente expresión:

$$\lambda = \left[ \frac{Q \cdot L_p}{A \cdot E} \right] \times 10^3 \text{ ----- (32)}$$

donde:

Q es la carga aplicada al pilote, en ton.

$L_p$  es la longitud del pilote, en m.

A es el área promedio de la sección transversal del pilote, en cm.

E es el módulo de elasticidad representativo del material del pilote, en  $\text{kg/cm}^2$ .

b) Asentamientos según la penetración estática con cono.

Para obtener el asentamientos de cimentaciones profundas en un suelo sin cohesión y saturado, basándose en pruebas de penetración estática con cono se puede aplicar la expresión:

$$S = \frac{\rho \cdot B \cdot I}{2 \cdot q_c} \text{ ----- (33)}$$

donde:

$\rho$  es la presión neta transmitida por la cimentación, en  $\text{kg/cm}^2$ .

B es el ancho de grupos de pilotes, en m.

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

I es el factor de influencia de la penetración efectiva del grupo, que se puede obtener aplicando la expresión siguiente:

$$I = 1 - \left[ \frac{D^3}{B} \right] \geq 0.5 \text{ ----- (34)}$$

donde:

$D^3$  es la profundidad efectiva.

c) Asentamientos según la penetración estándar.

Para arenas limpias se ha desarrollado la expresión (35) partiendo de condiciones empíricas entre observación de asentamientos de estructuras con cimentaciones superficiales y la resistencia estándar, además del análisis de datos de campo.

$$s = \frac{9.2 \cdot \rho \cdot \sqrt{B}}{N} \text{-----} (35)$$

donde:

s es el asentamiento dado, en cm.

N es el número de golpes promedio por cada 30 cm de penetración dentro de la zona de influencia del asentamiento ( En suelos homogéneos es igual a una vez el ancho del grupo de pilotes aproximadamente ).

En el caso de arenas limosas se debe usar el doble del valor correspondiente a la expresión anterior.

Cuando se trate de cimentaciones profundas continuas ( muros colados in-situ ), la ecuación (35) deberá de multiplicarse por el factor de influencia de la penetración efectiva del grupo, quedando en la forma siguiente:

$$s = \left[ \frac{9.2 \cdot \rho \cdot \sqrt{B}}{N} \right] \cdot I \text{-----} (36)$$

#### - ASENTAMIENTOS DE GRUPOS DE PILOTES EN SUELOS ARENOSOS.

El asentamiento de cada uno de los pilotes que forman el grupo siempre es menor al asentamiento del grupo.

Skempton propuso la siguiente expresión para el cálculo del asentamiento de grupo de pilotes en un suelo arenoso.

$$S_g = \alpha_g \cdot s \text{-----} (37)$$

donde:

S<sub>g</sub> es el asentamiento del grupo de pilotes en arena.

s es el asentamiento de un solo pilote, bajo carga permisible.

$\alpha_g$  es un factor de asentamiento de grupo; el cual depende del espaciamiento entre pilotes y de las dimensiones del grupo, o bien de la relación del ancho del grupo de pilotes y el diámetro de los mismos ( B/D ). Este factor se obtiene de la tabla XVI.

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

Tabla XVI. Factor de asentamiento del grupo  $\alpha_g$

En pilotes trabajando por punta en arena que estén sometidos a fricción negativa proveniente de un estrato superior de limo o arcilla consolidable, la fuerza de arrastre por unidad de arena del grupo de pilotes debe incluirse como efecto de la presión neta de contacto para el cálculo de asentamiento.

**a) Asentamiento de pilas y pilotes colados in situ en suelos arenosos.**

Este asentamiento principalmente se debe a las siguientes causas:

- La deformación del suelo cercano a la punta de la pila ó pilote.
- A la compresión de azolves depositados en el pozo antes del colado; siendo de difícil estimación por lo que se debe evitar utilizando un buen proceso constructivo.

Para la primera causa el asentamiento ocurre instantáneamente, pudiéndose evaluar con la expresión

siguiente:

$$\lambda = \left[ \frac{\Sigma Q \cdot L}{E_c \cdot A_p} \right] + \left[ 1.57 \times \left[ \frac{\Sigma Q}{E_s \cdot A_p} \right] \times \left[ (1 - \nu^2) \right] \right] \text{ ---- (38)}$$

donde:

$\lambda$  es el asentamiento inmediato.

$\Sigma Q$  es la combinación más desfavorable de cargas por pilas o pilote.

$L$  es la longitud de la pila o pilote.

$E_c$  es el módulo de elasticidad representativo del pilote a largo plazo (se debe determinar previamente).

$A_p$  es el área de la sección transversal de la pila o pilote.

$E_s$  es el módulo de deformabilidad representativo del estrato de apoyo (se debe determinar previamente).

$\nu$  es la relación de Poisson del estrato de apoyo.

## CIMENTACIONES PROFUNDAS EN ROCA.

Es este tipo de cimentaciones tienen la ventaja de soportar cargas de gran magnitud; proseguiremos a describir 2 procedimientos para su construcción:

El hincado de pilotes ya sea de concreto con punta de acero o de acero; el otro procedimiento que es el más usado en la práctica son pilas coladas en el lugar. Con este último procedimiento será posible, mediante un procedimiento visual, conocer el área de contacto de la roca; por lo que su capacidad de carga se podrá estimar por medio de los métodos de diseño antes descritos.

En el primer caso, se tiene inseguridad en cuanto a la profundidad de penetración que se puede alcanzar... y a la calidad de la roca al nivel de desplante, siempre y cuando se esté hincando pilotes de concreto precolado con punta de

acero, pilotes de acero de sección H, pilotes con punta de acero, pilotes metálicos con punta obturada. La única forma de poder conocer la capacidad de carga es evaluando las observaciones del hincado, pruebas de carga y la experiencia en este tipo de cimentaciones.

Para poder seleccionar el tipo de pilote y por supuesto su diseño de su punta, estará en función de las características de dureza y echado de la roca; por ejemplo, también en los pilotes H se refuerza ya sea con placas soldadas o remachadas la punta, esto es, con el objeto de disminuir la presión entre el acero y la roca a valores que oscilan entre 210 y 420 kg/cm<sup>2</sup>.

Para poder conocer con más precisión las propiedades de las rocas más comunes para el empleo como material de cimentación se presenta en la tabla XVII dichas características.

Tipo	Características	Pres. rel. en el terreno (kg/cm <sup>2</sup> )	Estimación de resistencia en el terreno (kg/cm <sup>2</sup> )	Estimación de resistencia en la cimentación (kg/cm <sup>2</sup> )	Consideraciones estructurales	
IGNEAS:	Estructura (de gran gruesa)	Procedente del foliacion, color claro. Granito (común al norte)	2500	200 a 300	70 a 150	Bueno tanto en estructuras como en cimentaciones. Se debe tener cuidado con las juntas de fracturación, especialmente cuando el material es de tipo granítico y se debe tener especial cuidado con las juntas de tipo foliacion que se forman en las estructuras.
		Granito (zona centro)	2000	250 a 300	70 a 150	
Estructura (de gran fina)	Procedente del foliacion, color claro. Granito (zona centro)	Procedente de gran gruesa y de gran fina	2500	200 a 300	70 a 150	En zonas de gran gruesa, especialmente cuando se forman juntas, se debe tener especial cuidado con las juntas de tipo foliacion que se forman en las estructuras. En zonas de gran fina, se debe tener especial cuidado con las juntas de tipo foliacion que se forman en las estructuras.
		Granito (zona centro)	2000	250 a 300	70 a 150	
		Procedente de gran gruesa y de gran fina	2500	200 a 300	70 a 150	
		Granito (zona centro)	2000	250 a 300	70 a 150	
METAMORFICAS:	Estructura (de gran gruesa)	Granito (zona centro)	2500	200 a 300	70 a 150	En zonas de gran gruesa, especialmente cuando se forman juntas, se debe tener especial cuidado con las juntas de tipo foliacion que se forman en las estructuras. En zonas de gran fina, se debe tener especial cuidado con las juntas de tipo foliacion que se forman en las estructuras.
		Granito (zona centro)	2000	250 a 300	70 a 150	
SEDIMENTARIAS:	Estructura (de gran gruesa)	Granito (zona centro)	2500	200 a 300	70 a 150	En zonas de gran gruesa, especialmente cuando se forman juntas, se debe tener especial cuidado con las juntas de tipo foliacion que se forman en las estructuras. En zonas de gran fina, se debe tener especial cuidado con las juntas de tipo foliacion que se forman en las estructuras.
		Granito (zona centro)	2000	250 a 300	70 a 150	

NOTA: Los valores de propiedades indicadas corresponden a muestras tomadas en el laboratorio, las juntas de fractura (de gran gruesa) y juntas de gran fina, se debe tener especial cuidado con las juntas de tipo foliacion que se forman en las estructuras. Los valores de resistencia en el terreno, se debe tener especial cuidado con las juntas de tipo foliacion que se forman en las estructuras.

Tabla XVII. Propiedades de distintas rocas como materiales de cimentación.

Para poder hacer un reconocimiento detallado del subsuelo para cimentaciones en roca, se deben de considerar los siguientes puntos:

- 1) Presencia de discontinuidades, tales como oquedades en rocas ígneas extrusivas, juntas, fallas o canales de disgregación en rocas sedimentarias.
- 2) Características estructurales, como foliación,

estratificación, problemas de estabilidad, echado y rumbo de los estratos.

Al finalizar este procedimiento, se debe de tomar los siguientes conceptos para su diseño propio como son:

Las rocas calcáreas con cavernas de disolución acarrear problemas serios en la cimentación, por lo que se deberá revisar la información geológica y fotografías aéreas para poder localizar la formación de una caverna o dolina.

Ciertas limolitas, lutitas y argilitas se expanden a la intemperie o se reblandecen. Para estos casos es recomendable hacer pruebas de deleznamiento (slaking) por inmersión en agua a base de ensayos de núcleos de roca arcillosas sedimentarias, para la características de expansión con pruebas de consolidación. Para un procedimiento constructivo adecuado es recomendable impermeabilizar las excavaciones en este tipo de rocas.

Las rocas sedimentarias laminadas como lutitas blandas, caliza, capas delgadas separadas por arcillas ó arenisca. Estos tipos de materiales dependen de las propiedades de la arcilla o de las lutitas blandas para su capacidad de carga.

Se recomienda para cimentaciones profundas coladas en el lugar, empotrar en la roca una longitud de 1 a 3 veces el diámetro del pilote; para poder calcular su capacidad de carga se podrá obtener de cualquiera de los criterios siguientes:

- 1) La capacidad de carga se debe tanto a la adherencia lateral así como a la resistencia por punta. Esta condición a valores muy altos de capacidad de soporte; este criterio sólo se empleará si se realizan pruebas de carga a escala natural o si se tiene experiencia local bien fundada.
- 2) La capacidad de carga se debe sólo a la resistencia por punta. Este criterio puede ser muy conservador, independientemente del proceso constructivo; sin embargo, cuando no se haya limpiado bien el fondo

de la excavación, la capacidad de carga se observará después de que ocurran los asentamientos producidos por los azolves dejados en la perforación.

- 3) La capacidad de carga se debe a la adherencia entre la roca a lo largo del área lateral de contacto y el concreto. Este criterio no es muy conservador, por lo que la resistencia por adherencia depende de la calidad de la superficie de la roca.

#### - CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, EN ROCA.

La capacidad de carga se podrá calcular en función de la resistencia al corte de la roca porqué se produce en la punta de la pila, se calcula con la siguiente expresión:

$$q_a = (q_u)_c \cdot k_{ep} \cdot d \quad \text{-----} \quad (39)$$

donde:

$$d = 0.8 + 0.2 H_e/B \leq 2 \quad \text{-----} \quad (40)$$

siendo:

$q_a$  la capacidad de carga permisible, en  $\text{ton/m}^2$ .

$(q_u)_c$  es la resistencia a la compresión no confinada promedio del núcleo de roca, en  $\text{ton/m}^2$ .

$k_{ep}$  es un coeficiente empírico que depende del espaciamiento de las discontinuidades de la roca. Se obtiene de la tabla XVIII.

$d$  es un factor de profundidad.

$H_e$  es la profundidad de empotramiento en la roca, en m.

$B$  es el diámetro de la cavidad, en m.

Cuando se aplica este método se debe comparar la carga permisible obtenida con el intervalo de valores promedio de la tabla XIX.

Espaciamiento de las discontinuidades	$K_{sp}$
Muy grande (> 3 m en promedio)	0.4
Grande (entre 1 y 3 m en promedio)	0.25
Moderadamente cerrado (entre 0.3 y 1 m en promedio)	0.1

Tabla XVIII. Valores de coeficiente empirico  $K_{sp}$ , afectados por un factor de seguridad de 3.

- CAPACIDAD DE CARGA POR ADHERENCIA ENTRE ROCA Y CONCRETO.

La capacidad de carga admisible se calculará con la siguiente expresión:

$$Q_a = \pi \cdot B \cdot H_s \cdot \tau_a \text{ ----- (41)}$$

donde:

$Q_a$  es la capacidad de carga permisible, en ton.

$B$  es el diámetro de la pila o pilote, en m.

$H_s$  es la profundidad de empotramiento en la roca sana, en m.

$\tau_a$  es la resistencia permisible por adherencia entre roca y concreto, en  $\text{ton/m}^2$ .

$\tau_a$  oscila entre 70 y 210  $\text{ton/m}^2$ .

Grupo	Tipo y condiciones de rocas y suelos	Desplante de la roca (a) y penetración estándar (b)	Capacidad de carga permisible (c) toneladas	Observaciones
ROCAS	Rocas metálicas firmes y metamórficas (granito, gneiss, basalto, guijo) (1)	$C_u = 1400$ (1200 - 2000)	1000	Estos valores se basan en la hipótesis de que la cimentación se anclaba en la roca no desmenuzable
	Rocas foliadas metamórficas (gneiss, esquistos del grupo (1), (2))	$C_u = 900-1400$ (400 - 600)	120-500	
	Rocas sedimentarias: lutitas cementadas, limonita, arenisca, calizas duras cementadas, conchales marinos muy cementados, tórcas (3), (4)	$C_u = 170-500$	100-400	
	Lutitas blandas y areniscas pocas cementadas (5) (6) (7) (8)	$C_u = 70-110$	60-100	
	Rocas fracturadas de cualquier tipo con un porcentaje moderado o grave de discontinuidades (9) (10) (11) (12) (13) (14) (15) (16)	$C_u = 70$	50-170	
	Calizas finamente estratificadas, areniscas, limonita	--	ver nota (1)	
	Rocas muy fragmentadas e interpermeables	--	ver nota (1)	
LUTITAS LIMONITAS	Grasa y arena y arena compacta (1)	$S = 52$	9-10	-----
	Grasa y arena y grava o grava o cantidad menor (2)	--	20-60	
	Grasa suelta y arena suelta y grava (3)	--	4-70	
	Arena media: arena del nivel freático	30-50-50	40-60	
	Arena media: arena del nivel freático	10-30	70	
	Arena media: arena del nivel freático	10-30	10-30	
	Arena suelta: arena del nivel freático	5-15	2-15	
	Arena suelta: arena del nivel freático	5-15	4-8	
LUTITAS ESQUITOS	Arcillas duras hasta arcillas metamórficas tales como silíceas	$S = 20$	50	Las suelas cementadas son susceptibles de asentamientos por consolidación a largo plazo debido a las cargas verticales y genera fisuras con susceptibilidad a expansiones horizontales o a cambios de volumen y la variación de humedad. Si el índice de plasticidad es mayor de 30 y el contenido de arcilla (L+I) (U.S.) es menor de 70%, el asentamiento se debe en parte a la cimentación puede verse afectado gravemente por la expansión o contracción del subsuelo y en consecuencia una estimación completa de estos asentamientos.
	Arcillas muy duras	$S = 15-20$	30-40	
	Arcillas duras	$S = 4-15$	15-30	
	Arcillas moderadamente duras	$S = 4-8$	2,5-15	
	Arcillas y limas blandas	$S = 2-4$	2-7,5	
	Arcillas y limas muy blandas	$S = 2$	No practico	
LUTITAS ESQUITOS	Lutita y suelos orgánicos	--	No practico	-----
ARCILLAS	Arcillas	--	No practico	-----

NOTA: (1) Los valores dados para rocas sedimentarias o foliadas se aplican cuando las rocas o la lutita no están fracturadas o casi o bien, siempre y cuando el proceso de fracturación favorezca. Los valores (10) (11) (12) (13) (14) (15) (16) se refieren a las lutitas cementadas y a las areniscas que no han sido fracturadas por efectos de este tipo.

(2) Los contenidos de arena son permitidos grava o arena suelta o arena de 0 a 10 por ciento.

(3) Deberá estimarse en el sitio, incluyendo pruebas de carga si es necesario, por un especialista en este campo.

(4) Estos datos sirven a guiar al diseñador en la selección de la cimentación y al contrato con el que puede referenciar y consultar directamente.

(5) El nivel freático debe estar por lo menos a una profundidad igual o mayor que el ancho de la cimentación antes de partir de la base del cimiento.

(6) Indicación de la permeabilidad continua,  $10^{-10}$  cm<sup>2</sup>

(7) Número de golpes para penetrar 30 cm

(8) Porcentaje de recuperación de golpes de roca (Hard Batty Recovery)

Tabla XIX Valores estimados de capacidad de carga permisible. Estos valores aproximados de la capacidad de carga permisible pueden necesitar aumentarse o disminuirse. No se ha considerado el incremento debido a la profundidad de desplante de la cimentación.

## - ASENTAMIENTO EN ROCA.

El problema de asentamiento de pilas y pilotes es sumamente complejo debido a la incertidumbre que se tiene sobre las discontinuidades en las masas rocosas.

Se pueden despreciar los asentamientos elásticos en la roca sana, porque normalmente son muy pequeños. Donde verdaderamente se encuentran problemas de asentamientos es en la presencia de juntas abiertas en la masa rocosa, además que también se puede presentar en rocas sedimentarias.

Para calcular asentamientos de estructuras que transmiten grandes cargas, es conveniente apoyarse en los siguientes criterios:

- 1) Cuando se ejecuten pruebas de carga de placa se debe tener cuidado en su realización, ya que tienden a resultados erróneos. Para poder obtener buenos resultados la prueba se deberá realizar con varios diámetros de placa, con el fin de obtener un buen comportamiento de la cimentación.
- 2) Cuando se usan los módulos elásticos de núcleos de la roca para el cálculo de asentamientos es de baja confiabilidad, ya que no se toman en cuenta las discontinuidades de la roca y el comportamiento de las juntas.
- 3) Al aplicar la prueba de placa se tiene la ventaja de incluir la influencia de las discontinuidades, así como la alteración de la roca, sin descuidar la importancia que tienen el efecto de escala en los resultados; por ello la placa deberá ser del mismo diámetro que el cimiento profundo. En realidad no se hace esto en la práctica usualmente se utilizan placas de menor diámetro; siendo que por lo menos el diámetro de la placa debe ser de la mitad del

diámetro del cimiento y siempre por encima de 30 cm.

## PILOTES EN DEPOSITOS ESTRATIFICADOS.

Cuando la cimentación profunda se encuentra entre estrato firmes y blandos, se diseñará de acuerdo a los métodos de cimentación profunda en roca, de cimentaciones en suelos granulares y en cimentaciones en suelos cohesivos; atendiendo a :

- 1) La estratigrafía abajo de la punta del pilote que puede ocasionar asentamiento de grupos de pilotes, o bien, afectar la estabilidad.
- 2) La resistencia y la rigidez relativa de los diferentes estratos penetrados por los pilotes.

### - CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES DE PUNTA.

" En los pilotes que penetran a través de cargas de suelos débiles hasta alcanzar un estrato muy resistente, se admite que derivan su capacidad de soporte únicamente de la resistencia movilizada en dicho estrato de apoyo. "

Debido a las rigideces comparativamente altas del manto de apoyo y del pilote, los desplazamientos relativos del pilote y del suelo en las capas superiores son generalmente insuficientes para movilizar significativamente la fricción lateral" ( Ref. 3 ).

- CAPACIDAD EN UN DEPOSITO DE DOS CAPAS.

Los pilotes hincados a través de un suelo blando hasta llegar a un suelo rígido, como una arena, deberán su capacidad de carga a la fricción lateral y a la resistencia por punta únicamente de la capa resistente. Se considerará que el estrato de suelo blando únicamente coopera en la capacidad del pilote incrementando la presión por sobrecarga que intervienen en los cálculos.

- PILOTES EN DEPOSITOS MUY ESTRATIFICADOS.

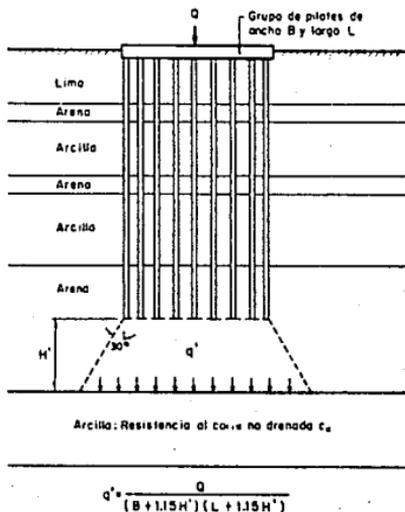
Los pilotes hincados en depósitos estratificados, deberán de procurarse siempre que lleguen a un estrato con suficiente resistencia y espesor como para suponer que derivan su capacidad de carga casi en su totalidad de ese estrato. De tal forma que se aplicarán los métodos ya antes mencionados para el cálculo de la capacidad de carga. Debe tener la seguridad de que el estrato de apoyo sea de un buen espesor para evitar que falle por punzonamiento; para estimar el factor de seguridad contra falla por punzonamiento se puede hacer en base al método empírico siguiente:

Se supone que la carga total (Q) que actúa sobre el grupo de pilotes se transmitirá a través de una zapata teórica al suelo, localizada en el extremo inferior del grupo de pilotes, distribuida perimentalmente con lados inclinados a 30° respecto a la vertical. Cuando el estrato inferior a la capa resistente en un suelo cohesivo cuya resistencia al corte no drenada es  $C_u$ , el factor de seguridad para falla por punzonamiento será:

$$q' < 3 \cdot C_u \text{ ----- (42)}$$

donde:

$q'$  es el esfuerzo resultante en la frontera superior del estrato inferior de poca resistencia, figura 5.8



El grupo de pilotes no fallará por punzonamiento si

$$q' \leq 3c_u$$

Figura 5.8 Seguridad de grupos de pilotes contra falla por punzonamiento.

#### - ASENTAMIENTOS DE GRUPOS DE PILOTES.

Se supondrá que el asentamiento producido en pilotes, apoyados en capas alternadas de suelos compresibles y no compresibles, se deberá únicamente a las capas compresibles. Además de suponer que la carga total ( $Q$ ) se transmite como se

indica en la figura anterior; por lo tanto el asentamiento se determina conforme la ecuación (5), siendo sobrestimado el asentamiento con este análisis.

## SOLICITACIONES ESTATICAS HORIZONTALES.

Las cargas horizontales actuando sobre un grupo de pilotes se pueden tomar de dos formas: por la resistencia horizontal del suelo que circunda a los pilotes verticales, o bien, por las componentes laterales de pilotes inclinados.

Conforme el pilote se flexiona, los momentos actuantes y cargas horizontales son asimiladas por la movilización de la resistencia del suelo circundante.

Depende de varios factores la capacidad de carga horizontal de un pilote, las cuales son:

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

La rigidez de un pilote es función del material con el que se fabrica, de su geometría y de las condiciones de apoyo.

La compactación lateral progresiva y desplazamiento del suelo es ocasionada por la constante repetición de carga lateral, siendo efectos perjudiciales. Dichos movimientos pueden llegar a ocasionar la falla última de los pilotes.

Si sometemos pilotes verticales a cargas laterales, deberán ser capaces de resistir los estratos superiores del suelo estas fuerzas sin que se presenten movimientos verticales grandes; para obtener una resistencia adecuada es necesario unir la cabeza de los pilotes con contratraves horizontales. Si esta medida no es suficiente para la

estabilidad de los pilotes habrá que colocar pilotes inclinados.

Si los pilotes verticales se someten a cargas horizontales pequeñas y de poca duración, es común suponer que dichos pilotes pueden resistir cargas horizontales cuyo valor sea 10% mayor que la carga vertical permisible, sin que esto implique ningún cambio en el diseño.

Estará restringido a 3 criterios la capacidad horizontal de pilotes verticales que son:

- a) La deflexión puede ser mayor en la cabeza de los pilotes para ser compresible con la superestructura.
- b) Que se generen movimientos horizontales muy excesivos de los pilotes y falla de la cimentación por rebasar la capacidad de carga última del suelo.
- c) Cuando se origina la falla estructural del pilote por momentos flexionantes demasiado grandes.

En el diseño se deben considerar estos 3 modos de falla.

Para el diseño de cimentaciones piloteadas bajo cargas horizontales, los métodos actuales son empíricos.

#### - GRUPOS DE PILOTES INCLINADOS.

Nunca se deberá construir una cimentación con pilotes inclinados en una sola dirección. Se podrá hacer cuando se tenga pilotes verticales con pilotes inclinados en direcciones opuestas.

Regularmente el ángulo de inclinación de estos pilotes es menor de  $30^{\circ}$  respecto a la vertical.

Se debe considerar una capacidad de carga horizontal de pilotes verticales como nula cuando se usen pilotes inclinados, debido a la limitación de movimientos

horizontales provocados por pilotes inclinados.

- CAPACIDAD DE CARGA HORIZONTAL DE PILOTES VERTICALES.

Cuando la sollicitación horizontal sea importante pero no justifique el uso de pilotes inclinados, deberá de comprobarse para pilotes verticales la siguiente desigualdad:

$$P_h \leq P_u \text{ ----- (43)}$$

donde:

$P_h$  es la componente horizontal de la combinación de acciones más desfavorables en cuanto a sollicitaciones horizontales. ( Por pilote )

$P_u$  es la capacidad de carga del suelo bajo este tipo de sollicitación.

a) Métodos teóricos de diseño.

Se debe de meditar en 3 problemas diferentes, los cuales son:

- a) El tamaño de los momentos flexionantes en el pilote y la contribución del comportamiento estructural del pilote.
- b) Factor de seguridad contra falla del suelo de apoyo.
- c) El tamaño de los movimientos de la cabeza del pilote y contribución del comportamiento de la superestructura.

La problemática en la aplicación de estos métodos es la estimación adecuada de las características del suelo.

Para poder calcular la capacidad de carga horizontal de un pilote, según Broms, cambia con la longitud del pilote y

con las condiciones de confinamiento de la cabeza del pilote.  
En suelos cohesivos:

$$P_u = q \cdot C_u \cdot D \cdot (L_p - 1.5 \cdot D) \quad (44)$$

En suelos sin cohesión:

$$P_u = 1.5 \cdot \gamma' \cdot L_p \cdot D \cdot K_p \quad (45)$$

donde:

$P_u$  es la capacidad de carga última horizontal, en ton.

$\gamma'$  es el peso volumétrico efectivo del suelo, en  $\text{ton/m}^3$ .

$L_p$  es la longitud del pilote, en m.

$D$  es el diámetro del pilote, en m.

$C_u$  es la resistencia al corte no drenada de la arcilla, en  $\text{ton/m}^2$ .

$K_p$  es un coeficiente de empuje pasivo del suelo.

Para interfases vertical entre suelo y pilote, los valores de  $K_p$  se presentan en la tabla XX.

En las ecuaciones (44) y (45) los valores obtenidos serán afectados por un factor de resistencia igual a 0.35 y 0.5, respectivamente.

b) Diseño basado en pruebas de carga.

Se deben considerar los siguientes criterios :

b.1) Debido a que las cargas horizontales transmitidas por la estructuras normalmente son de poca duración (cargas debidas a sismo, viento, etc.), puede ser necesario hacer una reproducción de las condiciones de carga cíclica similares en las pruebas.

- b.2) Cuando se aplican cargas laterales utilizando gatos hidráulicos colocados entre las cabezas de dos pilotes y ahogados en arcilla dura
- b.3) Para estimar adecuadamente el comportamiento elástico del conjunto pilote-suelo es necesario instrumentar el pilote para la medición de momentos flexionantes o deformaciones.



Convención de signos

$\phi$  Angulo de fricción interna

$$K_p: \delta_p = 0$$

$\frac{1}{\sigma}$ \ $\phi$	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
0	1.42	1.70	2.04	2.46	3.00	3.69	4.58	5.83
- 0.1	1.38	1.63	1.92	2.27	2.67	3.10	3.77	4.54
- 0.2	1.36	1.56	1.81	2.08	2.38	2.71	3.09	3.50
- 0.3	1.32	1.49	1.69	1.89	2.10	2.30	2.50	2.68
- 0.4	1.28	1.42	1.57	1.70	1.82	1.92	1.99	2.02
- 0.5	1.23	1.34	1.44	1.51	1.56	1.58	1.56	1.48
- 0.6	1.18	1.25	1.30	1.32	1.32	1.28	1.19	1.06
- 0.7	1.12	1.15	1.17	1.14	1.09	1.00	0.880	0.731
- 0.8	1.07	1.06	1.03	0.97	0.882	0.764	0.626	0.480
- 0.9	1.00	0.961	0.895	0.803	0.686	0.557	0.422	0.292
- 1.0	0.848	0.749	0.637	0.520	0.404	0.296	0.200	0.123

$$K_p: \delta_p = -\frac{1}{2} \phi$$

$\frac{1}{\sigma}$ \ $\phi$	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
0	1.54	1.97	2.55	3.38	4.62	6.55	9.73	15.48
- 0.1	1.51	1.90	2.40	3.12	4.12	5.63	8.00	12.06
- 0.2	1.48	1.81	2.26	2.86	3.66	4.81	6.56	9.52
- 0.3	1.44	1.73	2.11	2.59	3.23	4.09	5.30	7.11
- 0.4	1.39	1.64	1.96	2.33	2.80	3.41	4.23	5.36
- 0.5	1.35	1.55	1.80	2.08	2.41	2.81	3.31	3.94
- 0.6	1.29	1.45	1.63	1.82	2.03	2.27	2.52	2.82
- 0.7	1.22	1.34	1.46	1.57	1.67	1.78	1.87	1.94
- 0.8	1.17	1.23	1.29	1.33	1.36	1.35	1.32	1.27
- 0.9	1.09	1.11	1.12	1.10	1.06	0.980	0.895	0.776
- 1.0	0.925	0.868	0.797	0.714	0.623	0.525	0.425	0.327
$\cos \delta_p$	0.996	0.991	0.984	0.976	0.965	0.953	0.939	0.923

$$K_p: \delta_p = -\frac{3}{4} \phi$$

$\frac{1}{\sigma}$ \ $\phi$	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
0	1.59	2.08	2.76	3.78	5.31	7.77	12.63	22.11
- 0.1	1.55	2.00	2.61	3.48	4.79	6.86	10.39	17.22
- 0.2	1.52	1.91	2.45	3.19	4.26	5.86	8.51	13.26
- 0.3	1.49	1.83	2.29	2.90	3.75	4.78	6.89	10.16
- 0.4	1.44	1.73	2.12	2.61	3.26	4.16	5.47	7.65
- 0.5	1.39	1.64	1.95	2.33	2.80	3.42	4.30	5.62
- 0.6	1.33	1.52	1.76	2.03	2.36	2.76	3.27	4.02
- 0.7	1.26	1.41	1.58	1.75	1.95	2.16	2.42	2.77
- 0.8	1.20	1.30	1.39	1.49	1.58	1.65	1.72	1.82
- 0.9	1.12	1.17	1.21	1.23	1.23	1.20	1.16	1.10
- 1.0	0.956	0.917	0.864	0.797	0.724	0.64	0.553	0.466
$\cos \delta_p$	0.991	0.980	0.965	0.947	0.923	0.869	0.866	0.843

Tabla XX Coeficientes de empuje pasivo de tierra.

## PILOTES DE TENSION

En ocasiones los pilotes deben de soportar fuerzas de tensión por lo que se deben de revisar su capacidad estructural para soportar los esfuerzos de tensión así como su resistencia a la extracción. Las tensiones pueden ser de carácter accidental, temporal o bien permanentes.

Dichas tensiones pueden ser provocadas por subpresión hidrostática cuando se trate de estructuras hidráulicas, o bien debido a la excentricidad en la aplicación de carga de un grupo de pilotes. El viento puede provocar tensiones en estructuras como tanques elevados, edificios altos, chimeneas, etc. . También las arcillas activas pueden ocasionar esfuerzos de tensión.

Cuando la fuerza de tensión es de mayor magnitud que la resistencia que puede generarse por adherencia, se debe emplear un anclaje mecánico.

### CAPACIDAD DE CARGA A LA TENSION DE PILOTES AISLADOS.

Mediante:

#### 1) Pruebas de carga:

En el caso donde la capacidad de carga a tensión de los pilotes es una limitante importante en el diseño de una estructura, es recomendable obtener dicha capacidad apoyándose en los resultados obtenidos de pruebas de carga a tensión a escala natural, de donde también se puede analizar los efectos diferidos en el tiempo.

Partiendo de la resistencia última a la extracción es posible obtener la capacidad permisible a tensión, aplicando un factor de seguridad de 2.

#### 2) Pilotes de fuste recto:

La fricción lateral generada a lo largo del vástago del pilote es igual a la resistencia última a la tensión.

### 3) Pilotes de sección variable:

Generalmente en la práctica se construyen los pilotes para resistir fuerzas de tensión, ésto se logra dejando en una o más de las secciones transversales un diámetro mayor que el diámetro promedio del pilote ( pilote tipo tornillo y pilotes de base ancha ). En estos pilotes la resistencia última a la tensión se deriva por la resistencia movilizada por encima de las secciones de mayor diámetro y por la fricción a lo largo del fuste.

## CAPACIDAD DE CARGA A LA TENSION DE GRUPOS DE PILOTES.

Se considera el menor de los siguientes valores :

- a) La suma del peso total del suelo y de los pilotes aislados del grupo más la resistencia al corte ocasionada a todo lo largo de la superficie lateral de la envolvente del grupo.
- b) La suma de la resistencia a tensión de los pilotes aislados del grupo.

## FUERZAS AMBIENTALES.

Son las fuerzas diferentes de las horizontales y verticales que actúan sobre pilotes. Muy pocas veces el diseñador considera las fuerzas ambientales. Dichas fuerzas que pueden tener influencia de consideración en el comportamiento de una cimentación profunda son :

- 1) Las fuerzas dinámicas horizontales que se producen por la interacción pilote-suelo provocado por ondas sísmicas de cortante.
- 2) Hundimientos regionales y disminución de la capacidad de carga de pilotes de fricción en

zonas de suelos colapsables de origen eólico, al saturarse o humedad.

- 3) La fricción negativa provocada por hundimientos regionales :
  - a) Por sobrecargas aledañas a la cimentación que se colocan en la superficie del suelo.
  - b) Por abatimiento de los niveles piezométricos.
- 4) Cuando los pilotes friccionantes son hincados en suelos no cohesivos finos se provoca una disminución de la capacidad de carga, provocado por ondas sísmicas transversales y compresionales que causan un aumento en las presiones de poro.
- 5) Presiones del agua que causan el oleaje en cimentaciones profundas , en plataformas marinas.
- 6) Fuerzas que ejerce el agua en movimiento rápido o durante el paso de avenidas en que los ríos arrastran materiales, comunmente en apoyos de puentes.
- 7) En zonas donde tienen ocurrencia fuertes vientos huracanados que inducen fuerzas horizontales en la superestructura, la cual a su vez las transmite a la cimentación.
- 8) Cuando se incrementa la humedad en suelos de arcilla expansiva es de esperar que se provoquen fuerzas de magnitud importante en los pilotes provocando una disminución en la capacidad de punta.
- 9) Cuando un sismo provoca movimientos importantes en el terreno generando fuerzas cortantes y momentos de volteo en la subestructura.
- 10) Existen otras fuerzas ambientales de consideración que están ligadas con la degradación del material con el que está

fabricado el pilote.

En la mayoría de las cimentaciones profundas con fallas se tiene conocimiento que la causa ha sido fuerzas ambientales principalmente, las cuales no se consideraron o se subestimaron, teniendo la idea de que el factor de seguridad aplicado sería suficiente para el diseño.

### SOLICITACIONES DINAMICAS EN PILOTES.

Cuando estamos diseñando cimentaciones profundas bajo sollicitaciones dinámicas, se debe calcular el efecto de la cimentación vista como deformación, esfuerzo, deflexión, etc.

Se debe de hacer una comparación con el diseño adoptado. Para poder valuar este efecto se deberá de considerar tres criterios importantes como son :

- 1) La selección de la cimentación y de los parámetros del suelo para poder aplicarse en el análisis del diseño.
- 2) El concepto de las cargas aplicadas directamente a la cimentación ( fuerzas de oleaje, hincado de pilotes, cargas de maquinaria ) y las cargas que actúan en la cimentación a través del suelo ( explosiones, cargas sísmicas y fuentes de vibración pequeñas ).
- 3) La aplicación de los métodos adecuados al análisis.

## DISEÑO ESTRUCTURAL

Para el diseño estructural de una cimentación profunda se deberá considerar los siguientes factores:

- a) La rigidez y resistencia de la subestructura.
- b) La rigidez y resistencia de la superestructura.
- c) La capacidad de carga del estrato de apoyo.
- d) Las deformaciones del suelo, inmediatas y diferidas.

Los pilotes deben ser diseñados para soportar las siguientes condiciones :

- Momentos flexionantes por curvatura.
- Fuerzas laterales que generen flexión.
- Esfuerzos a que se someterá el elemento durante su manejo.
- Efecto de columna en los tramos sin soporte horizontal del terreno en contacto con agua, aire o lodo.
- El aplastamiento por impacto durante el proceso de hincado.
- El aplastamiento producido por solicitaciones verticales.
- Fuerzas excéntricas que generen flexión.
- Tensión causada por rebote durante el hincado, bufamiento del suelo o bien debido a fuerzas de subpresión.

Quando se decida trabajar con pilotes de punta, éstos deberán contar con una área suficiente en la base; en el caso de utilizar pilotes de fricción, éstos deberán de contar con una sección transversal además de lateral, suficiente para poder transmitir la carga al estrato de suelo seleccionado.

El procedimiento a seguir en el diseño estructural de una de una cimentación profunda es el siguiente :

- 1) Cálculo de momentos y fuerzas que la superestructura transmite a la cimentación.
- 2) Suposición de unas dimensiones de la cimentación, considerando que el área de la cimentación debe ser tal que ~~soportando~~ las cargas y momentos transmitidos a ella, no rebase la capacidad de carga del terreno.
- 3) Suponer una distribución de presiones de contacto entre los pilotes y el suelo, que cumpla con los siguientes requisitos :
  - a) Que la suma de los hundimientos diferenciales inmediatos y diferidos, obtenidos con la presión de contacto supuesta actuando sobre los pilotes y el terreno, no son mayores a los que puede soportar la superestructura.
  - b) Existe tanto equilibrio local, así como general entre las fuerzas internas que actúan en la subestructura, los momentos y fuerzas transmitidas a ellas ( subestructura ) por la superestructura y las presiones de contacto.
  - c) La suma de los asentamientos diferenciales inmediatos y diferidos, obtenidos con la presión de contacto supuesta, actuando sobre la combinación de subestructura y superestructura, no son mayores que los permisibles.

En caso de que algunos de los requisitos mencionados no se satisficiera, se debe suponer otra distribución de presiones de contacto e iniciar el proceso. Una vez que se obtenga una distribución de presiones que cumpla con los tres requisitos anteriores, se puede emplear para el diseño estructural de la cimentación.

Se tiene la alternativa de apoyarse en esfuerzos admisibles en el terreno bajo las cargas de trabajo, para el diseño de la cimentación. Partiendo de la capacidad de carga

obtenida para el suelo de apoyo, se calcularan los esfuerzos permisibles, para evitar la falla por corte del suelo. En base al tipo de suelo y al área y forma de la cimentación supuesta, se determinan los esfuerzos admisibles para evitar hundimientos excesivos.

Una vez que se ha obtenido el esfuerzo admisible en el suelo, ya sea por hundimiento o por falla al corte, se puede proseguir con la determinación de las rigideces de la subestructura y el área de cimentación, de tal forma que no rebasen el valor admisible. Por lo anterior, se aceptará la suposición de que el suelo es un medio semi-infinito (elástico y continuo). En estas circunstancias se puede ejecutar el análisis del sistema suelo-subestructura, o sea, que se puede aplicar las soluciones de vigas y placas sobre cimentaciones elásticas. También es posible aplicar soluciones numéricas (métodos de elementos finitos), cuando la solución analítica sea muy difícil de obtener o en el peor de los casos no existe.

## CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE PILAS Y PILOTES.

Para la selección de pilotes se deben considerar los siguientes factores :

- 1) Presupuesto con el que se cuenta.
- 2) Tipo de superestructura.
- 3) Cargas estructurales.
- 4) Longitud necesaria.
- 5) Disponibilidad de materiales.
- 6) Factores que generen el deterioro
- 7) Costo estimado de los diferentes tipos de pilotes ( considerando el costo inicial, costo de mantenimiento y la vida útil ).
- 8) Programa y facilidades de mantenimiento.

Generalmente la resistencia del suelo es la que gobierna

la capacidad de carga de una cimentación, que la resistencia estructural del conjunto.

Cuando los pilotes estén sujetos a una fuerza horizontal actuante de diseño, que no sea mayor al 5% de la carga axial de diseño, y estén enterrados estos pilotes en su totalidad, se pueden diseñar como si estuvieran trabajando únicamente considerando una excentricidad accidental igual a :

$$0.5 \cdot h > 2 \text{ cm} \text{ ----- (1)}$$

donde:

h es la dimensión del pilote en la dirección donde se considera la flexión.

Es recomendable diseñar un pilote de tal forma que sea capaz de resistir la carga que corresponde a la máxima capacidad del suelo para ese pilote.

La revisión por pandeo puede no realizarse, excepto cuando la rigidez lateral del suelo sea extremadamente baja o cuando, el pilote no se encuentre enterrado totalmente. En los tramos donde los pilotes no tengan soporte lateral, deberán diseñarse como columnas sujetas a carga axial y a cualquier otra carga horizontal actuante.

Para el diseño estructural de una cimentación se deberá tomar en cuenta los efectos de las siguientes acciones:

- a) En pilotes prefabricados deberán revisarse las condiciones de esfuerzo en el manejo, en el izaje y en el transporte, así como revisar los esfuerzos durante el proceso de construcción ( hincado ).
- b) Fuerzas transmitidas por la superestructura . Deberán considerarse las fuerzas horizontales y momentos flexionantes aplicados en la cabeza del pilote cuando sean importantes, además de la carga axial.
- c) Los efectos del peso propio del pilote y de la fricción ( positiva o negativa ), desarrollada a

lo largo del fuste.

Las pilas y pilotes se diseñaran de acuerdo con factores de seguridad y procedimientos constructivos dependiendo del material con el que esten fabricados ( acero, concreto, madera, etc.), en base a las normas aplicables al diseño estructural.

### SEPARACION ENTRE PILOTES.

Para determinar la separación entre pilotes consideraremos las características del suelo así como el tamaño, la forma, la longitud y la rugosidad superficial de las pilas y pilotes. Si reducimos la capacidad de carga de cada pilote al estar muy juntos los pilotes, no sólo, reduciremos la capacidad de carga, sino que también a la hora del hincado se puede producir un bufamiento en la cimentación o de levantamiento u ocasionar algún daño en los pilotes ya hincados.

La separación mínima, medida de centro a centro, entre los pilotes deberá ser:

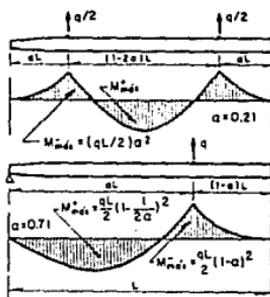
- No menos de 60 cm para pilotes apoyados en roca.
- Por lo menos será igual a 2 veces el diámetro del pilote.
- Por lo menos 1.5 veces su dimensión diagonal.
- Según la experiencia se ha determinado que para pilotes de punta, se deje una separación mínima de 3 diámetros del pilote.
- Para pilotes de fricción la separación mínima será de 3 a 5 diámetros del pilote, variando de acuerdo a las características propias del pilote y del suelo.

Una vez que se ha hincado un pilote se deberá determinar su posición y elevación con el objeto de determinar si alguno de ellos no ha sido empujado o levantado durante el hincado

subsecuente de pilotes adyacentes.

### MANEJO DE PILOTES.

En el manejo desde la cama de colado hasta su posición de hincado se deberá prever las condiciones de carga a que estarán sujetos. En la figura 5.9 se muestra la distribución de momentos provocado por el izado y el transporte de pilotes.



$q$  es el peso del pilote

Figura 5.9 Momentos flexionantes debidos al transporte e izado de pilotes

## ESFUERZOS DINAMICOS DURANTE EL HINCADO.

Estos esfuerzos provocados por el hincado causarán únicamente daños en la cabeza del pilote. Para tomar estos esfuerzos se dejará un margen adicional en la longitud del pilote, sólo cuando sean pilotes de concreto reforzado, dicha longitud será de por lo menos 1 m.

## PILOTES DE CONCRETO PRECOLADO Y PRETENSADO.

Estos pilotes tienen las siguientes ventajas:

- a) Se puede obtener resistencia a la corrosión si se fabrican con cementos apropiados.
- b) Son apropiados para soportar fuerzas de tensión cuando así se diseñan
- c) Se han utilizado en longitudes hasta de 20 m. si son pilotes precolados sin uniones, y hasta de 40 m. si son presforzados y sin uniones, y hasta profundidades tan grandes como se requieran cuando se hacen uniones.
- d) Son apropiados para utilizarse como pilotes de fricción cuando son hincados en suelos arenosos, grava o en suelos arcillosos.
- e) Son resistentes al fuego cuando sobresalen al terreno natural.
- f) Soportan grandes cargas cuando se usen como pilotes de punta.
- g) La sección transversal puede ser triangular, circular, cuadrada, exagonal, octagonal y ochavada, pudiendo ser constante a todo lo largo del pilote o de sección variable si así se desea. Su diámetro puede hasta de 60 cm. si la sección es circular, pudiendo ser también de sección hueca.

Los pilotes de sección circular son apropiados para resistir momentos flexionantes.

Una de las desventajas de estos pilotes es la necesidad de grandes superficies de colado para su fabricación y un cierto tiempo de almacenaje durante su curado, así como la dificultad para el manejo e hincado. Al momento de hincar estos pilotes se produce un desplazamiento excesivo del suelo.

#### - DISEÑO ESTRUCTURAL.

Para soportar los momentos flexionantes debido al manejo, esfuerzos axiales combinados y de flexión provocados por el hincado y por cargas estáticas y esfuerzos de tensión provocados por el izado, se deben de reforzar con acero. Para el análisis estructural del pilote deberemos tomar en cuenta los efectos de cargas horizontales y momentos.

En el diseño estructural se deben considerar el porcentaje de acero entre 1 y 4%, empleando varillas del No 5 como mínimo longitudinalmente con un recubrimiento mínimo de 40 mm más el grueso de los estribos. Los estribos a emplearse deben ser del No 2 como mínimo y a una separación no mayor de 16 diámetros de la varilla, 48 diámetros del estribo, o el lado o diámetro del pilote.

Esquemáticamente se muestra en la figura 5.10 el diseño estructural de algunos de estos pilotes, más comunmente usados en la práctica.

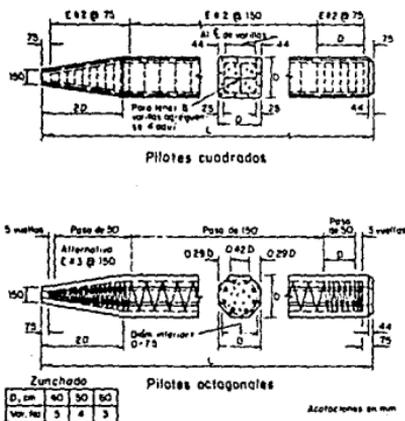


Figura 5.10 Pilotes de concreto precalados

Se recomienda usar la expresión siguiente, en pilotes de concreto presfuerzo para tomar en cuenta la disminución en la capacidad de carga a la compresión, producto del presfuerzo:

$$P = A_c \left[ \phi \cdot f'_c - \left[ 1.1 - \frac{E_c \cdot E_p}{f_{so}} \right] \cdot f_{ps} \right] \quad (2)$$

donde:

P es la combinación de cargas actuantes multiplicada por un factor de seguridad apropiado, en ton.

$A_c$  es el área total de la sección transversal del pilote, en  $m^2$ .

$\phi$  es un factor de reducción.

$E_c$  es un módulo unitario del concreto en la falla, supuesto igual a 0.003

$E_s$  es un módulo de elasticidad del acero del presfuerzo, en  $\text{ton/m}^2$ .

$f_{so}$  es el esfuerzo después de las pérdidas en el acero del presfuerzo, en  $\text{ton/m}^2$ .

$f_{pe}$  es el esfuerzo efectivo en el concreto debido al presfuerzo después de las pérdidas, en  $\text{ton/m}^2$ .

$f'_c$  es la resistencia especificada del concreto, en  $\text{ton/m}^2$ .

La expresión anterior se puede reducir a:

$$P = A_c ( \phi \cdot f'_c - 0.6 \cdot f_{pe} ) \text{ ----- (3)}$$

### PILOTES DE MADERA.

Los pilotes de madera son apropiados para trabajar como pilotes de fricción, en suelos arenosos, arcillosos y limosos. No es recomendable utilizar pilotes de madera cuando se tenga grava densa o roca, ya que son sensibles a dañarse en la cabeza y punta del pilote, esto ocurrido durante el hincado.

En la práctica es común hincar pilotes de madera a profundidades que varían entre 6 y 16 m., con diámetros de 20 a 40 cm.. Y es difícil unir tramos de pilotes de madera.

Cuando los pilotes son de madera y se encuentran por debajo del nivel freático, tienen una duración indefinida, no necesitando de algún tratamiento, no importando la calidad del agua subterránea.

## - DISEÑO ESTRUCTURAL.

Los pilotes de madera se utilizan unicamente para cargas axiales y laterales comparativamente bajas, además de que la estratigrafía sea tal que no se dañe el pilote con el hincado. Las cargas de diseño pueden oscilar entre 10 y 50 toneladas.

Cuando se considera que los pilotes de madera estarán permanentemente humedecidos, cuyo esfuerzo permisible de trabajo es de  $70 \text{ kg/cm}^2$ , que estén trabajando como columnas, ( a compresión y flexión ), con la siguiente expresión es posible conocer los esfuerzos de fibra (f):

$$f = 70 \left[ 1 - \frac{1}{60 \cdot d} \right] \text{-----} (4)$$

donde:

- f es el esfuerzo de fibra.
- l es la longitud del pilote.
- d es el diámetro del pilote.

En la expresión anterior deberá considerarse una sección reducida para considerar el efecto de abrasión y descomposición.

Ningún pilote con una longitud sin soporte que exceda de 50d deberá usarse como columna.

## PILOTES DE ACERO DE SECCION H.

Estos pilotes se deben de ajustar a las siguientes condiciones en sus dimensiones:

- 1) El peralte nominal en la dirección del alma no debe ser menor de 20 cm.
- 2) El alma y los patines deben de tener un espesor nominal no menor de 1 cm.
- 3) La proyección del patín no debe exceder de 14

veces el espesor mínimo del metal, ya sea en el alma o el patín, y el ancho del patín no debe ser inferior que el 80% del peralte del perfil.

Las ventajas que tienen los pilotes de sección H son:

- 1) Normalmente se usan para cualquier profundidad ya que su unión es muy sencilla de realizar.
- 2) Son apropiados para usarse como pilotes de punta, de fricción y combinaciones por fricción y punta. Ya que normalmente desalojan un volumen mínimo de suelo, es fácil hincarlos en estratos granulares densos y de arcillas muy duras. El uso de pilotes de sección H disminuyen el problema de hinchamiento del suelo.
- 3) Pueden soportar manejo brusco, se deben de proteger contra flexiones grandes los pilotes largos.
- 4) Son apropiados para hincarse en suelos en los que se encuentren obstrucciones tales como boleas, siempre y cuando su punta se proteja adecuadamente.
- 5) Se puede disminuir la separación entre pilotes debido a su área pequeña en la base y bajo volumen desplazado.

Las desventajas que tienen los pilotes de sección H son:

- 1) Deflexiones y daños cuando se atraviesan obstrucciones excesivas.
- 2) Son sensibles a la corrosión.

Una forma de proteger los pilotes contra la corrosión es ahogándolos en concreto dentro de un ademe.

## - DISEÑO ESTRUCTURAL.

En los pilotes de acero no se toma en cuenta las condiciones de manejo, debido a su alta resistencia. Obviamente la longitud sin soporte de los pilotes de sección H, se diseñan aplicando las expresiones para el cálculo de columnas de perfiles de acero.

La carga permisible aplicada al pilote deberá obtenerse partiendo de consideraciones geotécnicas, procurando estimar el tipo de distribución de esfuerzos que actuarán a lo largo del pilote ( la capacidad de carga de los pilotes de acero de sección H oscila entre 40 y 200 ton. ).

## PILOTES DE TUBO DE ACERO.

Los pilotes de tubo de acero pueden ser huecos, o bien, rellenarse con concreto y utilizarse como pilotes de punta, empotrados en roca o de fricción. Se pueden hincar con la punta cerrada o abierta.

Si los pilotes son de punta cerrada se utilizan cuando se pueden apoyar en roca o un estrato resistente. Una de sus grandes ventajas es el poco espacio que requieren, por lo que son usados comunmente para recimentación de estructuras.

Si los pilotes son de punta abierta se pueden utilizar de la misma que los pilotes de punta cerrada, pero con la ventaja de poder alcanzar mayores profundidades, además de que el desplazamiento del suelo es muy pequeño, causa menor bufamiento del suelo aunado al menor levantamiento de pilotes adyacentes, provocando también una mayor compactación cuando se trate de suelos granulares.

Este tipo de pilotes garantiza que la carga se transmitirá al estrato de apoyo o a la roca, ya que en caso de encontrarse con obstrucciones durante su hincado ( boleos, roca blanda, etc. ), el pilote de tubo con punta abierta,

permite en ocasiones la remoción de estas obstrucciones.

Los pilotes de tubo de acero tiene la ventaja de poder tener longitudes de hasta 55 metros, ya que las uniones se hacen fácilmente, su diámetro puede llegar a ser de hasta 60 cm o más, llegando a alcanzar 1.20 m. para el caso de plataformas marinas .

#### - DISEÑO ESTRUCTURAL.

Cuando el tubo se rellene con concreto, éste deberá tener un revestimiento mínimo de 13 cm, colocado a través de un embudo corto, con el objeto de que el concreto caiga en el centro del pilote, provocando esta forma la expulsión de aire, evitando la formación de vacíos.

Cuando los pilotes de tubo de acero vayan a quedar sujetos a corrosión que pueda provocar el terreno, los pilotes se pueden proteger de dos formas, una especificando un cierto contenido de cobre en la fabricación del acero y otra aplicando un recubrimiento antes de la colocación.

Estos pilotes pueden alcanzar una capacidad de carga hasta 200 toneladas; no siendo necesario, también considerar las condiciones de manejo.

#### PILAS Y PILOTES COLADOS EN EL LUGAR.

Este tipo de cimentación consiste en hacer una perforación en el suelo, la cuál se rellena posteriormente de concreto; no siempre se requieren de ademe ( también conocida como cimbra ahogada. ).

Los pilotes colados en el lugar presentan varias ventajas, que son :

- 1) No es necesario prolongar ni recortarlo para alcanzar la longitud necesaria.

- 2) Se pueden construir en diámetros de hasta 2.5 m. y se pueden diseñar para cargas de hasta 2000 toneladas.
- 3) Se han utilizado satisfactoriamente en arcillas duras; son apropiados trabajando por punta apoyados en roca.
- 4) El concreto no se daña como en el caso de pilotes hincados.
- 5) Se necesita poco espacio de almacenamiento y no se requiere de equipo especial de manejo; se eliminan los daños por manejo.

No es conveniente usar este tipo de pilotes cuando se tenga que excavar en suelos granulares sueltos o cuando se presente condiciones de agua artesisana; en estos casos se puede no tener buenos resultados en la excavación aunque se empleen lodos bentoníticos.

#### - DISEÑO ESTRUCTURAL.

Normalmente el revenimiento del concreto es de 18 cm cuando el colado se hace con el método de Tremie ( tolva ). Es conveniente que la resistencia del concreto no sea superior a 350 kg/cm<sup>2</sup>. Se aconseja desprestigiar los 2.5 cm exteriores del concreto en pilotes no adomados, al considerar la sección transversal que contribuye a la capacidad de carga.

Las condiciones de carga a que quede sujeta la pila o pilote determinarán la longitud del tramo a reforzar y el porcentaje del acero de refuerzo. Habrá ocasiones en que no se requiera de acero de refuerzo, mientras que en otros casos será indispensable colocarlo a lo largo de toda la longitud del pozo. Cuando sea necesario reforzar con acero pilas con ademe, el acero debe llegar hasta el fondo de la excavación.

El acero de refuerzo se diseñará en base a los siguientes criterios:

- a) Por requerimientos impuestos por la necesidad de mantener el armado estable durante su colocación y el tiempo de colado del concreto.
- b) Por requerimientos estructurales ( flexión y acción columnar ) bajo las cargas que le transmite la superestructura.

Para garantizar una mejor estabilidad del armado se emplean cinchos de acero, colocados por debajo del zunchado. Estos cinchos trabajan más eficientemente cuando esten soldados.

Un punto de suma importancia en el diseño es la separación que debe dejarse entre las paredes del barrero y el armado, así como entre las propias varillas, con la finalidad de permitir el paso del concreto. El recubrimiento debe ser de 4 cm. como mínimo, constituyendo en caso especial los pilotes expuestos a ambientes muy agresivos, como el agua de mar o algún otro, donde el recubrimiento mínimo será de 7.5 cm. .

Se debe tomar conciencia durante la etapa de diseño los procedimientos constructivos que se llevaran a cabo, así como, la disponibilidad de materiales y equipo y personal de experiencia.

Cuando las base de las pilas sean acampanadas, la inclinación de los costados no deberá de ser mayor de  $30^{\circ}$  con respecto a la vertical. El espesor del extremo inferior no sera menor de 15 centímetros y el diámetro del fondo no debe ser mayor de 3 veces el diámetro del fuste de la pila.

El diámetro de la cabeza debe ser por lo menos 15 cm mayor que el diámetro del fuste. La longitud de la cabeza debe ser lo suficientemente grande para alojar el desarrollo del refuerzo vertical proveniente del fuste y los pernos de anclaje de la columna. ( figura 5.11 ).

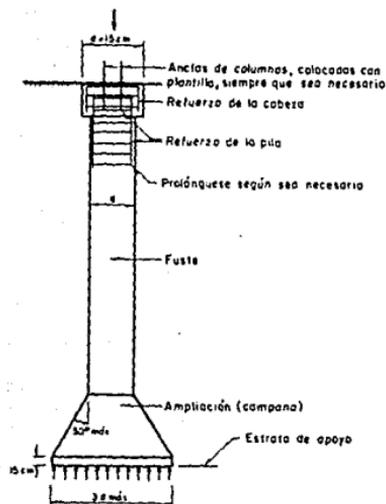


Figura 5.11 Configuración de una pila.

## PILOTES SUJETOS A SOLICITACIONES HORIZONTALES.

Los pilotes inclinados son los mas adecuados para soportar fuerzas horizontales muy importantes, o en su caso considerar las fuerzas horizontales en el diseño de la siguiente forma.

En los casos donde se ha encontrado este tipo de pilotes excepto cuando se trata de pilotes rígidos cortos, la carga lateral máxima aplicada con seguridad a un pilote vertical estará restringida no por la capacidad de carga del suelo vecino, sino por el tamaño de la deflexión del pilote y de los momentos flexionantes que actúan sobre el propio pilote.

Para el análisis del comportamiento de pilotes trabajando lateralmente se basa en la definición de reacción elástica. Siguiendo este criterio, se supone que el suelo circundante al pilote se asemeja a una serie de resortes horizontales, los cuales representan un comportamiento de una capa de suelo de espesor unitario, como se muestra en la figura 5.12. Cuando el suelo se deforma y produce una reacción elástica que es igual a la fuerza generada por un resorte ideal sujeto a la misma deformación, esto es debido a que el pilote es empujado contra el suelo cuando se presenten sollicitaciones laterales.

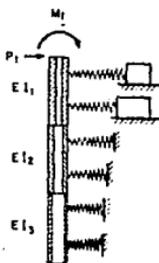


Figura 5.12 Modelo para representar un pilote cargado lateralmente

Considerando que el suelo es homogéneo o de que todos los resortes del prototipo son iguales, si se conoce la constante equivalente del resorte se podrá calcular el comportamiento del suelo. Generalmente a esta constante equivalente del resorte se le denomina coeficiente de reacción ( $k_s$ ) que se define enseguida.

**Coefficiente de reacción.**

Se ha comprobado que esta variable es de difícil estimación. Esto debido a que no se puede medir en pruebas de laboratorio, sino que debe obtenerse mediante pruebas de campo por retroalimentación a escala natural. Según la experiencia se ha demostrado que depende no sólo de las propiedades mecánicas del suelo o tipo de éste, sino también por el nivel de esfuerzos y geometría del pilote.

Terzaghi manifestó que el coeficiente de reacción puede valuarse de la siguiente forma:

a) En suelo cohesivos:

$$k_s = \left[ \frac{67 \cdot C_u}{1.5 \cdot D} \right] \text{-----} (5)$$

donde:

$k_s$  es el coeficiente de reacción lateral, en  $\text{ton/m}^3$

$C_u$  es la resistencia al corte no drenada del suelo, en  $\text{ton/m}^2$ .

$D$  es el diámetro del pilote, en m.

b) En suelos no cohesivos:

$$k_s = n_h \left[ \frac{Z}{D} \right] \text{-----} (6)$$

donde:

$k_s$  es el coeficiente de reacción lateral a la profundidad  $Z$ , en  $\text{ton/m}^3$ .

$n_h$  es una constante referida a la compacidad del suelo, la cual podemos obtenerla de la tabla XXI.

$Z$  es la profundidad, en m.

$D$  es el diámetro del pilote, en m.

El valor obtenido de las expresiones del coeficiente de reacción no es muy confiable, debido al efecto del nivel de

esfuerzos y a la geometría del pilote; por lo tanto deberá manejarse según el criterio del proyectista.

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

Tabla XXI. Valores de  $n_h$  para suelos sin cohesión.

#### DETERMINACION DE MOMENTOS Y DEFLEXIONES.

Nos enfocaremos al caso más común de pilotes con traveses de liga rígidos descansando en la superficie del terreno.

El tamaño y la forma en que se reporten los momentos y deflexiones de un pilote trabajando bajo cargas laterales, depende de la rigidez relativa (  $T$  ) del conjunto pilote-suelo. Calcularemos con la expresión siguiente a la rigidez relativa:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{k_e}} \text{ ----- (7)}$$

donde:

$T$  es la rigidez relativa, en m.

$E$  es el módulo de elasticidad del material del pilote, en ton/m<sup>2</sup>.

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

$k_e$  es el coeficiente de reacción, calculado previamente, en ton/m<sup>3</sup>.

Una vez conocida la rigidez relativa ( T ) se calculará los momentos ( M<sub>p</sub> ) y las deflexiones ( δ<sub>p</sub> ) a la profundidad que se desee, con las expresiones siguientes:

$$M_p = F_m \cdot P \cdot T \text{ ----- (8)}$$

$$\delta_p = F_\delta \left[ \frac{P \cdot T^3}{EI} \right] \text{ ----- (9)}$$

donde:

M<sub>p</sub> es el momento a la profundidad z, en ton·m

F<sub>m</sub> es un factor de momento a la profundidad z, obtenido de la figura 5.13 .

P es la carga horizontal, en ton.

T es la rigidez relativa, obtenido previamente, en m.

δ<sub>p</sub> es la deflexión a la profundidad z, en m.

F<sub>δ</sub> es un factor de deflexión a la profundidad z, obtenido de la misma figura 5.13 .

E es el módulo de elasticidad del material del pilote, en ton/m<sup>2</sup>.

I es el momento de inercia de la sección transversal del pilote, en m<sup>4</sup>.

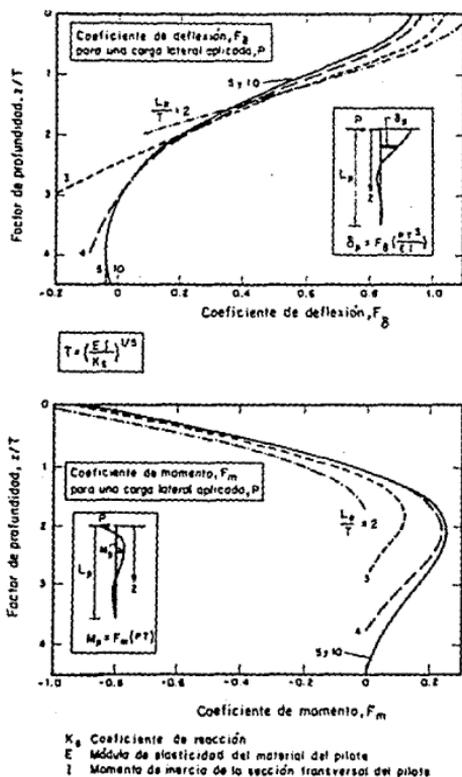


Figura 5.13 Coeficientes de deflexión y de momento para pilotes sometidos a carga lateral.

Las expresiones anteriores sólo se pueden aplicar a pilotes individuales. Sin embargo, para un grupo de pilotes en la dirección de la carga; el coeficiente de reacción reducido se obtiene de la tabla XXII.

Cuando la separación entre pilotes no excede de 2.5D no tiene influencia.

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

Tabla XXII. Coeficiente de reacción en grupo de pilotes, en función del espaciamento entre pilotes

Por efecto de cargas horizontales aplicadas en los extremos de un pilote se producen fuerzas internas, las cuales se calcularan en forma aproximada, y será admisible pensar que el pilote estará empotrado a una profundidad  $l_e$  abajo del nivel de contacto con el suelo y no considerar su interacción con el suelo a dicha profundidad. Esta longitud se determina con la siguiente expresión:

$$l_e = 1.8 \cdot T \quad (10)$$

donde:

T es la rigidez relativa, obtenida de la ecuación (7), en m.

## CAPITULO VI

## CONSTRUCCION

## CONSTRUCCION

Se hace la diferencia entre pilote y pilas cuando :

Los pilotes son fabricados sobre el suelo y para que posteriormente sean hincados en el sitio donde se requiera.

Las pilas se fabrican a base de concreto colado en el lugar ( cimientos profundos colados en sitio ) utilizando como cimbra en algunos casos un ademe metálico o un barreno de antemano excavado en el subsuelo.

Para mencionar el proceso constructivo de cada uno de estos elementos es necesario familiarizarse en conceptos como son :

- El equipo y herramienta a utilizar
- La perforación o excavación ( barreno )
- Colocación y disposición dentro de la perforación del acero de refuerzo
- Como vaciar el concreto fresco.
- Comprobación del producto terminado.

### EQUIPO Y HERRAMIENTAS A UTILIZAR

#### a) Equipo

- Perforadoras.

Este tipo de equipo se utiliza para hacer barrenos, mediante una barra a la cual se le coloca en la parte inferior una broca, un trépano, un bote cortador, etc. .

Hay dos tipos de perforadoras, estas son: rotatorias y de percusión.

Las perforadoras rotatorias funcionan a base de la transmisión de un par motriz a una barra ( Kelly ) donde en la parte inferior se encuentra un mecanismo cortador que se introduce en el terreno a base de rotación.

Para la construcción de pilas de cimentación se utilizan

dos tipos de perforaciones con sistema rotatorio, uno es el montado sobre un camión ( figura 6.1 ), y la otra montada sobre una grúa ( figura 6.2 ).

Dependiendo de la profundidad a que se desee barrenar, la barra de perforación puede ser de una sola pieza o bien telescópica.

Para poder seleccionar una perforadora óptima para un proceso constructivo de un proyecto, quedará en función del tipo de suelo, así como la profundidad a la que se desplantará y el diámetro de la pila.



Figura 6.1 Perforadora montada sobre camión

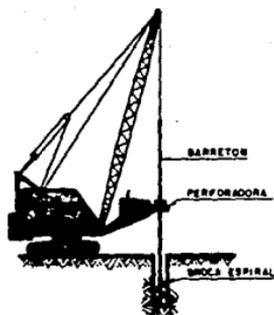


Figura 6.2 Perforadora montada sobre grúa

A continuación se muestra en la tabla XXIII los equipos más utilizados en la práctica para barrenación.

Marca	Modelo	Tipo	Par kg-m	Diámetro perforado m		Profundidad m
				Mín	Máx	Máx
Calweld	200B	s/camión		0.30	1.20	26.0
Watson	2000	s/camión	10788	0.30	1.50	32.0
Watson	3000	s/camión	13825	0.30	1.50	32.0
Watson	5000	s/camión	18400	0.30	2.00	35.0
Soilmec	RTA/S	s/camión	10500	0.30	1.50	32.0
Soilmec	RT3/S	s/grúa	21000	0.50	2.50	42.0
Sanwa	D40K	s/grúa	1840	0.30	0.60	40.0
Casagrande	CBR120/38	s/grúa	12000	0.45	1.50	32.0
Casagrande	CBR120	s/grúa	12000	0.45	1.50	32.0
Casagrande	CADRILL 12	s/grúa	12000	0.45	2.00	42.0
Casagrande	CADRILL 21	s/grúa	21000	0.45	2.50	42.0

Tabla XXIII. Perforadoras de uso frecuente en México.

- Grúas.

Este equipo es utilizado para el izado y manejo de los pilotes a la hora de hincarlos y también para el manejo del ademe cuando así se requiere. Cuenta con un mecanismo de malacates que moviliza varios cables montados sobre una pluma, en el extremo de estos cables se coloca un gancho, en el cual se atora el objeto que se va a levantar.

Este equipo tiene la ventaja de poder girar alrededor de un eje vertical, siendo el movimiento de la pluma en ascenso y descenso vertical.

Existen 2 tipos de grúas, las cuales son: móviles, que pueden desplazarse sobre ruedas u orugas; y fijas que se tienen que montar necesariamente en alguna estructura como un pedestal.

Así mismo, existen dos tipos de plumas, unas formadas por elementos prismáticos que se deslizan unos dentro de otros, generalmente a las grúas móviles equipadas con plumas telescópicas, se les llama " patos "; no es recomendable su uso para la construcción de pilas, debido a su ineficiente manejo de tuberías de colado y de armados, además de ser difícil el montaje de perforadoras; el otro tipo de plumas son las formadas por estructuras, ya sea de tubo o de ángulo; pudiéndose colocar módulos de 1.5 a 6.1 m ( 5 a 20 pies ) de largo, rematando en la punta con una nariz donde son alojadas las poleas por donde pasan los cables.

En las siguientes ilustraciones se observa los diferentes tipos de grúas. Figura 6.3, figura 6.4, figura 6.5, figura 6.6 .

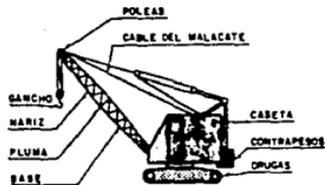


Figura 6.3 Grúa móvil montada sobre orugas.

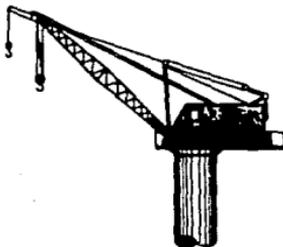


Figura 6.4 Grúa fija montada sobre un pedestal.



Figura 6.5 Grúa móvil de pluma telescópica (pato).



Figura 6.6 Grúa móvil montada sobre neumáticos o motogrúa.

Las grúas utilizadas para el montaje de equipo de perforación, generalmente requieren de una capacidad nominal que varía de 45 a 80 toneladas y plumas de 18.3 metros de largo.

En la tabla XXIV se muestran las grúas de mayor uso en México y algunas características de ellas.

a) Para montar perforadoras

Marca	Modelo	Capacidad ton	Peso ton
Link Belt	LS 108-B	45.0	38.4
Bucyrus Erie	61 B	66.5	67.3
Link Belt	LS 118	60.0	54.7
P & H	670 WCL	70.0	-
Link Belt	LS 318	80.0	63.3

b) Para efectuar maniobras

Marca	Modelo	Capacidad ton	Peso ton
Link Belt	LS 68	15.0	17.7
Bucyrus Erie	22 B	12.0	19.3
Link Belt	LS 78	17.5	21.7
Link Belt	LS 98	27.0	27.7

Tabla XXIV Grúas de uso frecuente en México

- Excavadoras de almeja.

Consisten en dos quijadas móviles, las cuales son accionadas por gatos hidráulicos, sujetas en la parte inferior de un barretón ( Kelly ), que puede ser de una pieza o telescópico. Para poder suministrar la presión hidráulica necesaria se monta una unidad de potencia de la misma forma que el equipo de excavación sobre una grúa móvil de orugas. Figura 6.7 y figura 6.8

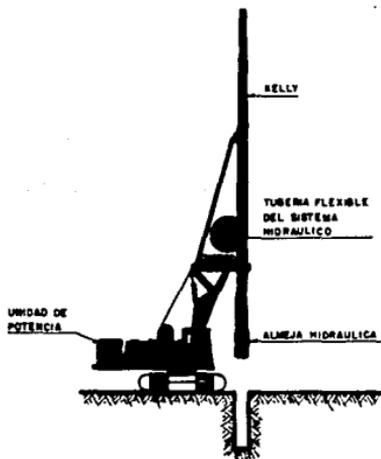


Figura 6.7 Almeja hidráulica guiada, montada sobre equipo de excavación

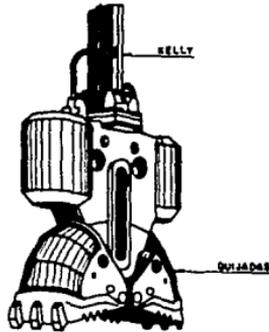


Figura 6.8 Almeja hidráulica para excavaciones oblongas.

- Vibrohincadores.

Son utilizados para el hincado o extracción de perfiles o tubos de acero. A este equipo también se le conoce como martillos vibratorios, se le suministra energía por medio de una unidad de potencia, la cual la componen un motor de combustión interna ( normalmente diesel ), que acciona un generador eléctrico que hace funcionar a un generador de vibraciones, a base de contrapesos excéntricos de rotación contraria. Con el uso de mordazas hidráulicas que se accionan mediante un sistema de control remoto se sujetan los tubos o perfiles durante su hincado, para el cual no se requiere de la aplicación de carga, sino que por efecto de la vibraciones, el peso del vibrohincador y el peso propio del pilote, se hace que este penetre hasta la profundidad proyectada. De igual forma, cuando se trata de una

extracción, se aplica hacia arriba el tiro de la grúa al mismo tiempo que opera el vibrhincador.

En la figura 6.9 se presenta un esquema del vibrhincador. En la tabla XXV se presentan los vibrhincadores más comunes en la práctica.

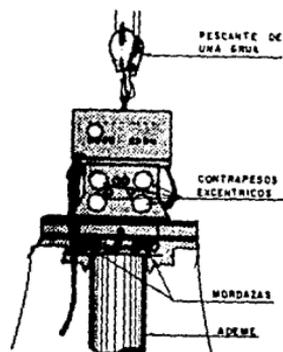


Figura 6.9 Vibrhincador.

Marca	Modelo	Peso kg	Momento excéntrico kg-m	Frecuencia máxima rpm
ICE	116	1542	7.0	1600
ICE	216	2050	11.5	1600
ICE	416	5400	20.7	1600
ICE	815	6670	46.1	1500
ICE	1412	11800	115.2	1250
TOMEN VIBRO	VM2-400A	3522	-	1300
TOMEN VIBRO	VM2-500	5100	-	1800
TOMEN VIBRO	VM4-10000	8450	-	1100
TOMEN VIBRO	VM2-25000A	7590	200.0	620
MULLER	MS-5 HV	800	5.8	1762
MULLER	MS-20 H	2700	20.0	1762
MULLER	MS-50 H	6500	50.0	1653
MULLER	MS-60 E	7200	71.0	1500
MULLER	MS-60 E TWIN	20000	142.0	1500
PTC	10A2	2350	-	1140
PTC	20A2	3700	-	1100
PTC	20H4	4500	-	1450
PTC	40A2	7400	-	1045
PTC	40HA	10500	-	1450

Tabla XXV Vibrohincadores conocidos en México.

- Martillos.

El objeto de este equipo consiste en lograr el hincado de pilotes, tubos o tablaestacas a base de impactos continuos.

En la actualidad se han fabricado martillos de combustión interna, que funcionan por medio de diesel. Por medio de la combustión, se eleva la masa golpeadora y al mismo tiempo se incrementa el impacto. En la figura 6.10, se visualizan las partes que componen el martillo.

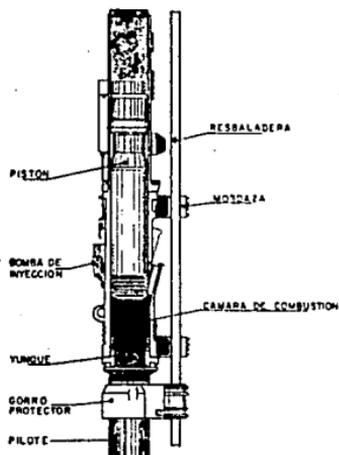


Figura 6.10 Martillo diesel

La energía del martillo y el peso del pistón deben ser congruentes con la capacidad de carga, peso y dimensiones de los pilotes. El peso del pistón debe oscilar entre 30% y 50% del peso del pilote.

Si el peso del pistón es menor al indicado, la cabeza del pilote puede dañarse por exceso de golpes para lograr que llegue a la profundidad proyectada. Por otra parte, si el peso del pistón rebasa el 50% del peso del pilote, éste se puede dañar en toda su longitud; este problema puede resolverse regulando la energía del impacto.

El uso de martillos en México es muy común en la práctica; en la tabla XXVI se presentan algunos tipos de martillos.

Marca	Modelo	Peso del pistón kg	Energía por golpe kg-m	Peso máximo del pilote kg	Relación de pesos Pistón/Pilote	Peso del martillo kg
DELMAG	D5	500	1250	1500	0.30	1240
DELMAG	D12	1250	3125	4000	0.31	2750
DELMAG	D22-13	2200	6700-3350	6000	0.37	5160
DELMAG	D30-13	3000	9100-4450	8000	0.38	5960
DELMAG	D36-13	3600	11500-5750	10000	0.36	8050
DELMAG	D46-13	4600	14600-7100	15000	0.31	9050
DELMAG	D62-12	6200	22320-11160	25000	0.25	12800
KOBE	K13	1300	3700	-	-	2900
KOBE	K25	2500	7500	-	-	5200
KOBE	K35	3500	10500	-	-	7500
KOBE	K45	4500	13500	-	-	10500
MITSUBISHI	MH15	1500	3900	3800	0.39	3800
MITSUBISHI	MH25	2500	6500	6300	0.40	6000
MITSUBISHI	MH35	3500	9100	8800	0.40	8400
MITSUBISHI	MH45	4500	11700	11300	0.44	11100

Tabla XXVI Martillos piloteadores diesel utilizados en México.

Los martillos pesados y con baja velocidad de impacto resultan ser más eficientes que los martillos ligeros con alta velocidad de impacto. La altura de caída del martillo debe mantenerse entre 0.75 y 1.00 m .

Se recomienda evitar el uso de martillos vibratorios, ya que transmiten esfuerzos de tensión elevados.

#### b) HERRAMIENTAS A UTILIZAR.

Las brocas, trépanos y botes son herramientas que se montan en los equipos de perforación.

Por ejemplo, en las perforadoras rotatorias se acoplan brocas espirales, botes cortadores y botes ampliadores para la formación de bulbos ( campanas ) en la base de las pilas.

b.1) Brocas espirales.

Se componen por una hélice colocada alrededor de una barra central; para el corte del suelo está equipada de unas cuchillas o dientes de acero de alta resistencia, puestos en el extremo inferior. Estas brocas se acoplan a la punta del barreton ( Kelly ), fijandose con un seguro o perno.

Existen dos tipos de brocas espirales; las cuales son:

Las brocas espirales cónicas y las brocas espirales cilíndricas.

Las primeras son utilizadas para perforar en suelos en los que se tienen boleos o tambien puede ser usados como guía en terrenos duros. Figura 6.11



Figura 6.11 Brocas espirales cónicas.

Las segundas tipo de brocas espirales son las cilíndricas; que son utilizadas para perforar suelos cohesivos sin alcanzar el nivel freático, con el objeto de que no se dificulte la extracción del materia. Figura 6.12

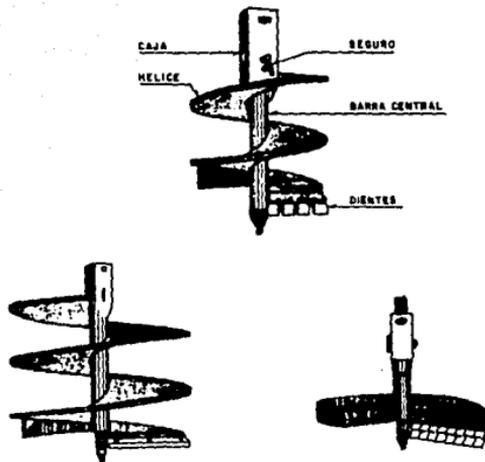


Figura 6.12 Brocas espirales cilíndricas.

b.2) Botes cortadores.

Son de acero de forma cilíndrica y en la base tienen una tapa articulada; en ella se encuentran los elementos de corte y unas trampas donde entran el material cortado impidiéndose su salida. Se puede recomendar utilizarlos en suelos no cohesivos y cohesivos no importando el nivel freático. Para suelos duros es recomendable botes corona, los cuales son cilindros abiertos que tienen en la parte inferior dientes de acero de alta resistencia. Figura 6.13

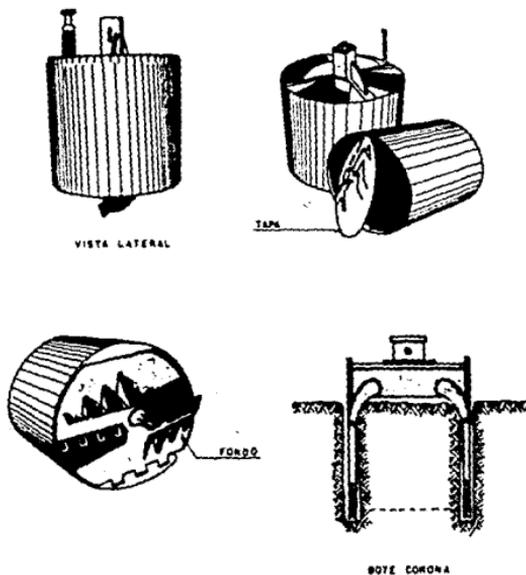


Figura 6.13 Botes cortadores.

b.) Botes ampliadores

Son semejantes a los botes cortadores, con la variante de uno o dos alerones cortadores que van sobresaliendo del bote conforme van cortando al material en el fondo de la perforación, hasta formar la ampliación o bulbo ( campana ). También se les conoce como botes campana. Figura 6.14

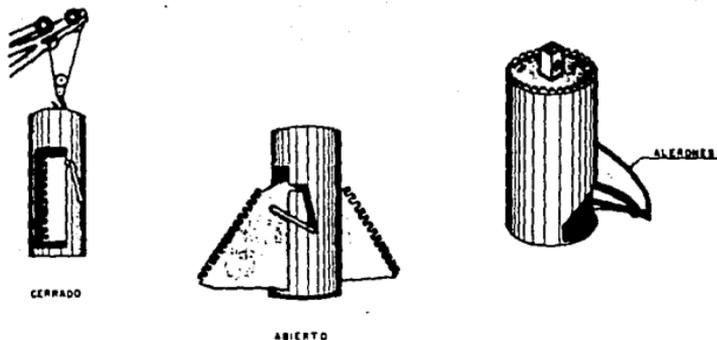


Figura 6.14 Botes ampliadores.

#### b.4) Trépanos.

Cuando se encuentran boleas o rocas en la perforación, se utilizan los trépanos, los cuales se fabrican de acero de gran peso. Su funcionamiento consiste en dejarlos caer libremente; también se utilizan para empotrar las pilas en estratos de roca. Dependiendo de cada caso se emplearan trépanos de diferentes tamaños y tipos. Figura 6.15



Figura 6.15 Trépano.

## c) HERRAMIENTAS PARA PILOTES.

Las herramientas ocupadas para el hincado de pilotes son las siguientes :

### c.1) Gorros de protección.

Sirve para proteger la cabeza de los pilotes al momento de hincarlos. Son dispositivos que distribuyen la energía de los impactos del martillo y los amortigua, evitando de esta forma daños en la cabeza del pilote.

Los gorros son una caja de acero monolítica; en la parte superior de dicha caja se coloca una " sufridera ", las cuales pueden ser de diversos materiales, tales como : trozos de cable de acero, madera o material plástico ( hule ); encima de la " sufridera " se coloca una placa de acero. Se debe colocar un colchón de madera entre la parte de contacto entre martillo y pilote. Algunos arreglos de los gorros de protección se muestra en la figura 6.16.

Los objetivos de la " sufridera " son los siguientes :

- a) Incrementar la vida útil del gorro.
- b) Proteger los pilotes en terrenos duros.
- c) Ampliar el tiempo de impacto por almacenamiento de energía en la " sufridera ".
- d) Absorber la fuerza del impacto en los pilotes frágiles.
- e) Transmitir y distribuir de forma uniforme las fuerzas hacia el gorro y hacia el pilote.

### c.2) Resbaladeras.

Como su nombre lo indica sirve para que el martillo, así como el dispositivo de disparo, deslicen.

Las resbaladeras consisten en estructuras que se colocan en las plumas de las grúas; pueden ser suspendidas en cables, fijas u oscilantes, tal como se observa en la figura 6.17 .

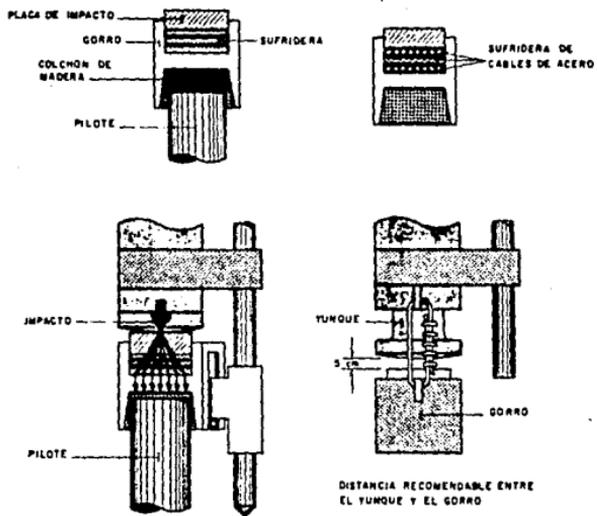


Figura 6.16 Gorros de protección

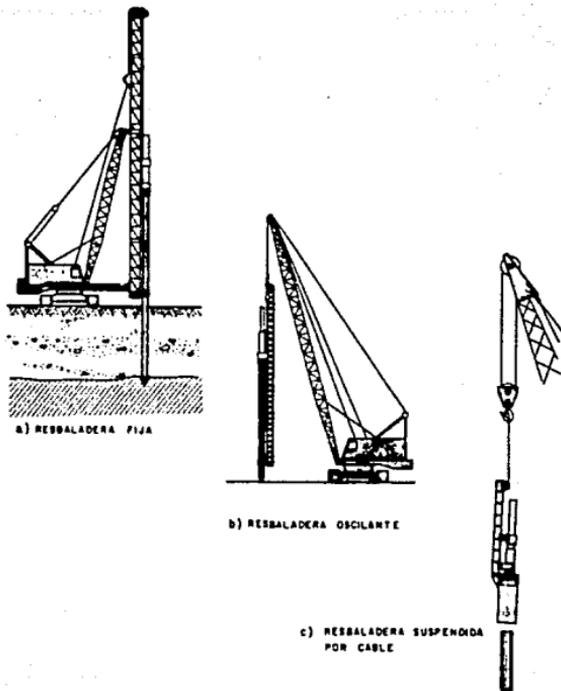


Figura 6.17 Tipos de resbaladeras

## LA PERFORACION O EXCAVACION ( BARRENO )

### LA PERFORACION.

Es parte inicial en la construcción de las pilas, consiste en formar un pozo en el suelo, para posteriormente rellenarlo con el material ( concreto simple, reforzado ) que formará a la pila.

Es de suma importancia elegir un procedimiento constructivo adecuado, porque si los tiempos de construcción son muy grandes originan un relajamiento de esfuerzos en la vecindad de la perforación, lo que ocasionará un desplazamiento del suelo hacia el pozo; por lo que disminuye la resistencia al corte y se debe verificar que no haya una sobreexcavación del terreno.

Es importante también el tipo de equipo que se vaya a utilizar, éstos pueden ser montados en draga o en camión; al término de la perforación es normal que quede material suelto en el fondo del pozo, por lo que se recomienda que se realice una limpieza, este volúmen se puede minimizar si utilizamos una cuchara adecuada para limpieza para pozos cilíndricos.

Se debe procurar desalojar la mayor cantidad posible de material suelto, ya que la columna de concreto provocará la compactación de los residuos, ocasionando con ésto asentamientos inmediatos no considerados.

Es importante contratar personal con experiencia en este tipo de trabajos para que el avance de la obra sea eficiente y rápido .

La selección de la broca es un factor importante para obtener un diámetro apropiado del pozo.

Se debe tener pleno conocimiento sobre la elasticidad de las paredes del pozo durante se ejecución, ya que ésto nos lleva a decidir si deben protegerse con el objeto de evitar

cerramientos o derrumbes. Para ello forzosamente se debe conocer tanto las propiedades mecánicas como físicas del suelo a perforar, además de la posición del nivel freático. Esto se muestra esquemáticamente en la figura 6.18

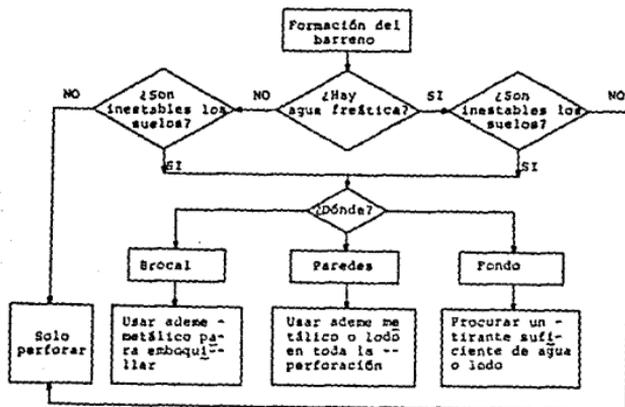


Figura 6.18 Arbol de decisiones.

Hay suelos estables con la existencia de agua freática, en cambio en otros tipos de suelos el agua puede provocar derrumbes. Por lo anterior, en la perforación del pozo se debe comprobar constantemente la verticalidad de las paredes del pozo, haciendo uso de un nivel de carpintero colocado sobre el barretón ( Kelly ).

Cuando se trabaje en suelos duros con poca filtración de agua, no se requerirá de ademe, al menos que se tome con una medida de seguridad por parte del constructor; la utilización del ademe servirá para que los asentamientos en la superficie se nulifiquen.

## COLOCACION Y DISPOSICION DENTRO DE LA PERFORACION DEL ACERO DE REFUERZO.

### a) Traslapes.

Se debe establecer un programa de utilización del acero de refuerzo con el fin de aprovecharlo más racionalmente y de procurar que los traslapes o empalmes que no se encuentren ubicados en la misma sección transversal, como se especifica en el Reglamento ( Normas Técnicas Complementarias para Concreto ).

Es común la necesidad de utilizar varillas de longitud mayor a las que se fabrican, dando solución a los empalmes o traslapes. Para varillas no mayores del No 8, se recomienda traslapes de longitud igual a 40 diámetros de la varilla, no siendo menor el traslape de 30 cm. En varillas mayores del No 10, incluyendo está, no se recomiendan los traslapes, debiendo ser uniones soldadas. Lo anterior se ilustra con la figura 6.19

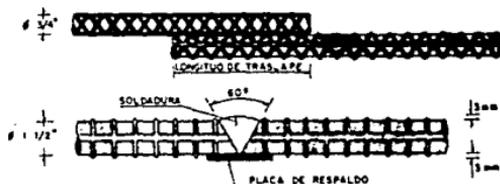
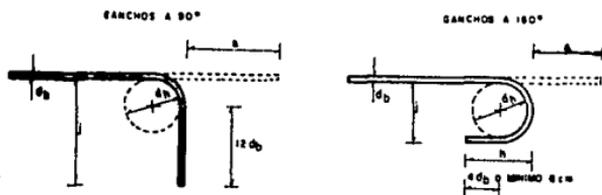


Figura 6.19 Detalle de traslape y soldadura de varillas

En el caso de que más del 50% de los traslapes concurren en una sección transversal, la longitud de estos se debe incrementar en un 20%; además de que esta zona los estribos estarán espaciados al mínimo posible ( recomendamos 15 cm. o estará al criterio del proyectista ).

b) Ganchos.

Los ganchos se elaboran cuando a causa del que el espacio disponible es muy pequeño para dar la longitud necesaria para desarrollar el esfuerzo de adherencia entre el concreto y el acero. Los ganchos pueden ser a  $90^{\circ}$  o  $180^{\circ}$ . En la figura 6.20 se muestran las medidas recomendadas para la formación de ganchos.



Medidas  $d_b$ ,  $a$ ,  $j$  y  $h$ , recomendadas para formar ganchos.

Varilla No.	$d_b$	Ganchos a $90^{\circ}$		Ganchos a $180^{\circ}$		
		$a$ (cm)	$j$ (cm)	$a$ (cm)	$j$ (cm)	$h$ (cm) aprox
2	$6d_b$	9	10	10	5	9
2.5	"	11	13	12	6	10
3	"	14	15	13	8	10
4	"	19	21	15	10	12
5	"	23	27	18	13	13
6	$8d_b$	27	32	20	15	15
7	"	32	37	25	18	18
8	"	37	42	33	25	23
9	$10d_b$	42	49	38	29	26
10	"	47	59	50	39	32
12	"	58	71	60	50	40

$a$  = longitud necesaria para formar el gancho.

Figura 6.20 Geometría y dimensiones de ganchos y dobleces

c) Recubrimiento y espaciamientos.

Los recubrimientos mínimos recomendable aparecen en la tabla XXVII

Elemento	Medio Ambiente	
	Inocuo	Agresivo
Pilote	5 cm (2")	7.5 cm (3")
Pila	7.5 cm (3")	10 cm (4")

Tabla XXVII Recubrimientos mínimos.

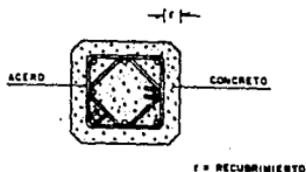


Figura 6.21 Recubrimiento del acero de refuerzo.

La separación entre varillas paralelas será mayor de los siguientes valores: 1.5 TMA ( tamaño máximo der agregado ); el diámetro nominal de la varilla ; y es recomendable que nunca será menor de 2.5 [cm].

En la utilización de paquetes de varillas, estos deberán contener un máximo de 4 varillas, cortándose dichas varillas a intervalos de 40 diámetros solo en caso necesario se dejarán en toda la longitud. Un paquete deberá considerarse como una unidad para fines de espaciamiento.

Para la separación de estribos ( rectangulares o circulares ), se tomará la mínima de las siguientes: 16 veces el diámetro de la varilla longitudinal; la dimensión menor

del elemento; o 48 diámetros del estribo.

d) Manejo y colocación del acero.

Cuando por necesidades del procedimiento constructivo sea necesario que el acero de refuerzo sea armado en la superficie, para que posteriormente se coloque dentro de la perforación, deberá de colocarse acero en forma de armadura, sin ser este parte del diseño; de esta forma se logra el manejo y colocación del acero sin presentar desplazamiento ni deformaciones.

Cuando en el proceso constructivo se requiera extraer el ademe ( en caso que lo haya ), esta maniobra debe manejarse cuidadosamente para evitar que el acero de refuerzo quede en contacto con el suelo.

## COMO VACIAR EL CONCRETO.

Para obtener una buena calidad del concreto debe tomarse en cuenta lo siguiente:

- 1) Revenimiento.- Es recomendable que el concreto tenga un revenimiento que oscile entre 15 y 20 [cm], siendo conveniente agregar aditivos retardantes de fraguado fluidificantes para obtener una mejor trabajabilidad. El colado no debe interrumpir hasta el término del elemento.
- 2) Tamaño del agregado.- Es recomendable que el tamaño máximo del agregado (TMA) sea el menor de los siguientes valores: 2/3 del espesor de la separación mínima entre el acero de refuerzo; ó 2/3 del espesor del recubrimiento.

3) Aditivos.- Se recomienda evitar el uso de acelerante de fraguado.

a) COLADO EN SECO.

Antes de vaciar el concreto se deberá dejar libre de azolves el fondo de la perforación, de la forma que se ha mencionado al inicio del presente capítulo.

La colocación del concreto en seco tiene por objetivo evitar la segregación.

En colado se puede realizar mediante "bachas" que depositan directamente en el fondo el concreto; se utilizan malacates o grúas para el manejo de las bachas dentro de la perforación. No siempre es posible el vaciado del concreto con "bachas" ya que la sección transversal de la perforación no lo permite. Figura 6.22 .En estos casos se recomienda la utilización de tuberías de conos, segmentadas, conocidas como " trompas de elefante ". Figura 6.23



Figura 6.22 Funcionamiento de una bacha.

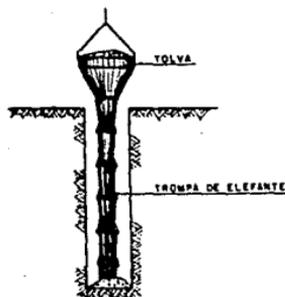


Figura 6.23 Trompa de elefante.

En caso de tener secciones transversales superiores a 2.4 [m], se recomienda utilizar canaletas en espiral para el vaciado del concreto.

Para tener seguridad de no tener oquedades en la formación de la pila y se aconseja calcular el volúmen teórico de concreto necesario y comprobarlo con el volúmen de concreto vaciado en la perforación.

#### b) COLADO BAJO AGUA O LODO.

Es común utilizar tuberías tremie cuando es necesario vaciar el concreto bajo lodo bentonítico o agua. La tubería tremie debe tener un diámetro interno mínimo de 6 veces el tamaño máximo de agregado (TMA), la tubería se va formando por tramos de 3 metros de longitud para facilitar su manejo. En la parte superior de la tubería se acopla una tolva para depositar el concreto. Figura 6.24

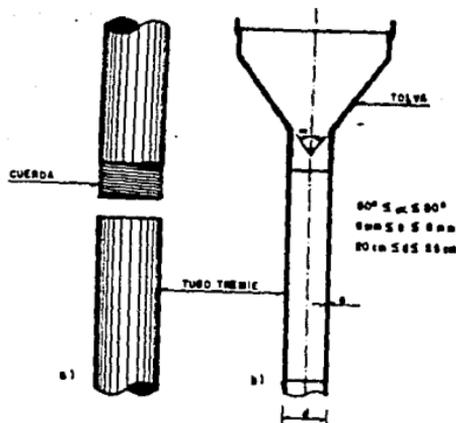


Figura 6.24 Tubería tremie para colados bajo agua o lodo.

Con la tubería tremie se vacía el concreto desde el fondo de la perforación dejando siempre " ahogado " en el concreto el extremo inferior de la tubería, de esta forma se logra el desplazamiento del agua o lodo según sea el caso, manteniéndose el vaciado del concreto siempre en contacto con el concreto que ya ha sido depositado en el fondo de la perforación.

El lodo (  $1.04 \text{ ton/m}^3$  ) o agua (  $1.0 \text{ ton/m}^3$  ) tienen una densidad menor a la del concreto (  $2.4 \text{ ton/m}^3$  ), lo que ayuda al desplazamiento del lodo o agua.

Se aconseja colocar cinta adhesiva quirúrgica en las uniones de la tubería para evitar filtraciones de agua.

Para evitar la segregación del concreto al iniciar el colado, se debe colocar dentro de la tubería tremie un tapón deslizante, conocido como " diablo ", el cual amortigua la caída del concreto al inicio, y después este mismo concreto

se encargará de amortiguar la caída del concreto que se vacíe posteriormente. El " diablo " puede ser una cámara de balón inflada o una bola de polipropileno. Figura 6.25

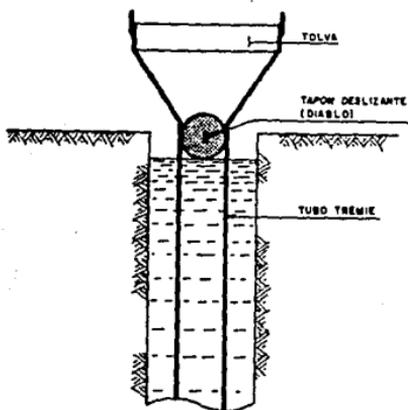


Figura 6.25 Colocación de tapón o diablo en la tubería tremie.

Se debe tener la precaución de que al iniciar el colado la tubería quede ligeramente por encima del fondo de la excavación, para permitir la salida del " diablo " y del primer volumen de concreto, una vez que ha salido el tapón el extremo inferior de la tubería deberá permanecer siempre embebido en el concreto, se aconseja llevar un registro de los niveles del concreto, con el objeto de poder retirar tramos de tubería sin correr el riesgo de que ésta quede fuera del concreto.

## COMPROBACION DE LA CALIDAD DEL PRODUCTO TERMINADO.

Para la verificación de calidad de las pilas, existen métodos directos así como indirectos.

### a) METODOS DIRECTOS.

#### a.1) Circuito de televisión.

Consiste en introducir pequeñas cámaras de televisión en perforaciones realizadas de antemano para este fin, de esta forma se pueden observar directamente las paredes y fondo de las pilas. Con estas cámaras no es posible detectar fallas pequeñas, ya que solo se pueden visualizar huecos grandes, no siendo posible detectar la disgregación o contaminación del concreto. En la figura 6.26 se muestra un esquema de este método.

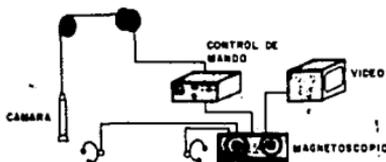


Figura 6.26 Esquema de un circuito de televisión para verificación de pilas

#### a.2) Muestreo.

Consiste en la obtención de corazones de concreto a todo lo largo de la pila, para lo cual se utilizan máquinas rotatorias y barriles muestreadores con

broca de diámante, lo que hace que el costo de esta sea muy elevado.

Al observar los corazones de concreto se puede determinar la presencia de anomalías causadas por contaminación, deslave o disgregación del concreto, y al ensayar la probeta es posible conocer la resistencia del concreto.

Esta prueba requiere de mucho mayor tiempo de ejecución en comparación con otros métodos.

#### b) METODOS INDIRECTOS.

Con éstos métodos no es posible conocer la resistencia del concreto, pero resultan mucho más baratos que los métodos directos. Algunos métodos indirectos son:

##### b.1) Por medio de rayos gamma.

El método se basa en la absorción de un haz de rayos gamma del material que atraviesa. En la figura 6.27 se observa un registro de verificación de calidad de una pila utilizando rayos gamma.

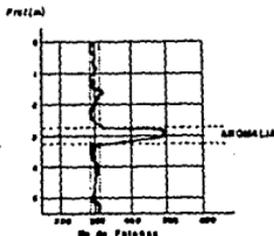


Figura 6.27 Registro de verificación de calidad de una pila

b.2) Método del eco.

Este método se recomienda para la verificación de calidad de pilas con una longitud no mayor de 15 [m]. Es una prueba rápida que se basa en la propagación y reflexión de una onda. En la figura 6.28 se observa esquemáticamente este método.

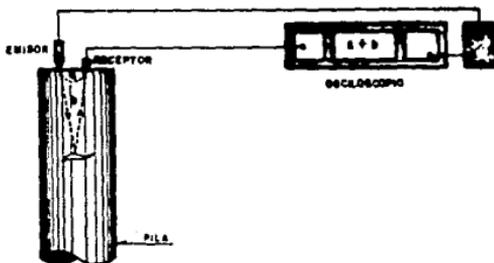


figura 6.28 Esquema del método del eco para verificación de pilas.

La profundidad (h) a que se encuentra las anomalías se obtiene de la expresión siguiente:

$$h = [1/2] \cdot V \cdot T$$

donde:

V es la velocidad de propagación de la onda

T es el tiempo de recorrido de la onda.

No es del todo confiable este método, ya que si la primer anomalía es de importancia y se encuentra muy cercana a la superficie, se complica la determinación de otras anomalías abajo de esta o aparecen como fallas menores.

## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LAS PILAS

Las pilas y pilotes se fabrican a base de concreto colado en el lugar ( cimientos colados en sitio ). Como se mencionó anteriormente, se hace una perforación previa, para posteriormente colocar el acero de refuerzo y sea vaciado el concreto.

A continuación se describen 3 diferentes procesos de construcción de cimientos colados en sitio.

### 1) METODO SECO.

Este método lo podremos aplicar en suelos sobre el nivel freático, como podría ser de una arcilla firme y homogénea, donde además no se presente en la perforación socavación o derrumbe de material. Este método es aplicable a suelos arenosos cohesivos por encima del nivel freático, siempre y cuando la cohesión sea capaz de mantener la estabilidad del suelo durante un cierto lapso de tiempo; así como también en suelos debajo del nivel freático, siempre y cuando el suelo sea lo suficientemente impermeable tal que la filtración de agua sea mínima.

El inicio de este método es la instalación del equipo de perforación en el lugar adecuado y la disposición del barreno y broca ( descritos al inicio de este capítulo ).  
Figura 6.29

Al efectuar el barreno, el material, producto de ello, se deposita en un lugar adecuado para su posterior desalojo.

El tiempo para efectuar la excavación dependerá de la geometría del pozo o condiciones del lugar. Si se trata de una arcilla dura, el tiempo de perforación es muy corto ( 30 minutos ), considerando un diámetro de pozo de 1 [m] y una profundidad hasta de 20 [m]. Por el contrario, si se trata de boleos o rocas el tiempo de perforación será mucho mayor. Se cuenta con equipo capaz de perforar hasta una profundidad de 35 [m] y diámetro hasta de 3 [m].

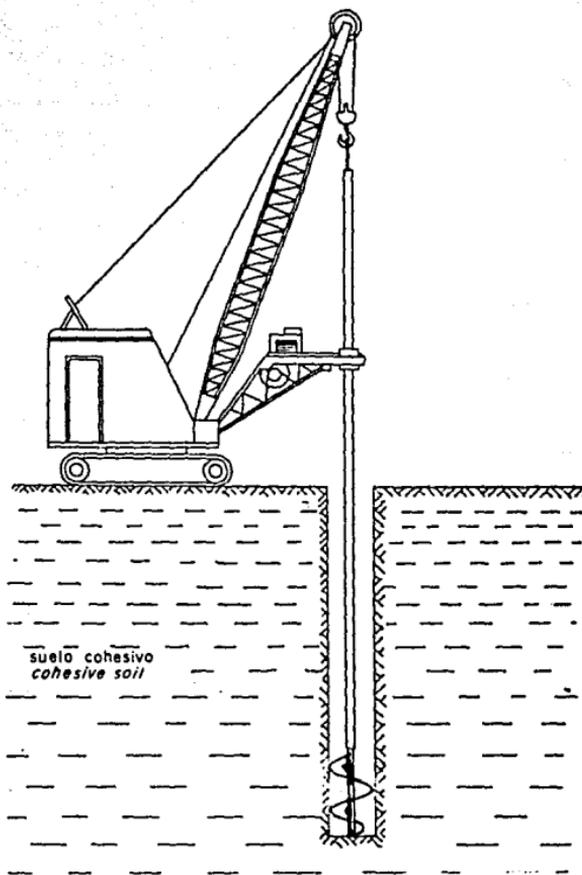


Figura 6.29 Método seco, perforación en toda su longitud.

Cuando se tiene el pozo terminado, se pueden emplear botes ampliadores para lograr una ampliación en la base del

pozo, aunque no siempre es necesaria.

La siguiente etapa es la colocación del acero de refuerzo, cuyo diseño dependerá de las condiciones de carga ( capítulo V ). Posteriormente se hace el vaciado del concreto, el cuál se puede hacer de las formas ya indicadas ( " bachas " o " trompas de elefante " ). Figura 6.30

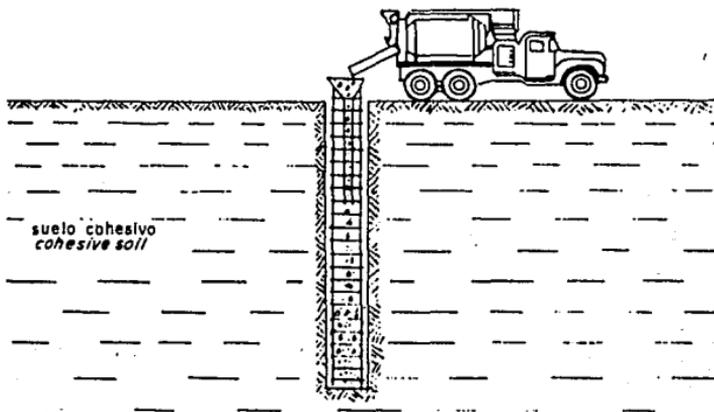


Figura 6.30 Método seco, colado

El vaciado se hace hasta llenar totalmente el pozo como se muestra en la figura 6.31

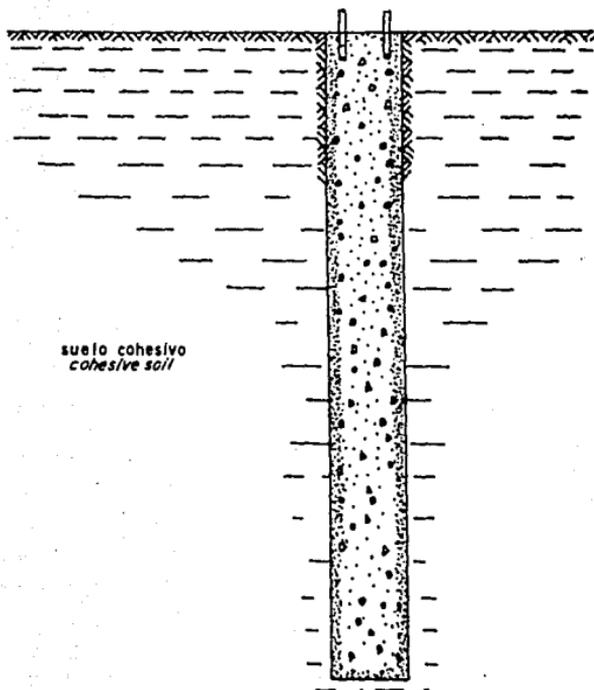


Figura 6.31 Método seco, cemento terminado

## 2) METODO DE ADEME.

Cuando el suelo es inestable, o sea que se producen derrumbes o deformaciones excesivas en el pozo al momento de barrenar, como es el caso de las arenas limpias, el método adecuado lo constituyen la utilización de ademes.

Para poder excavar en suelos sueltos, es necesario colocar lodo ( bentonita ) en la perforación. Dicho lodo se fabrica en el lugar mezclando la bentonita como

estabilizador, ya que se puede utilizar lodo en el lugar.  
figura 6.32 y figura 6.33

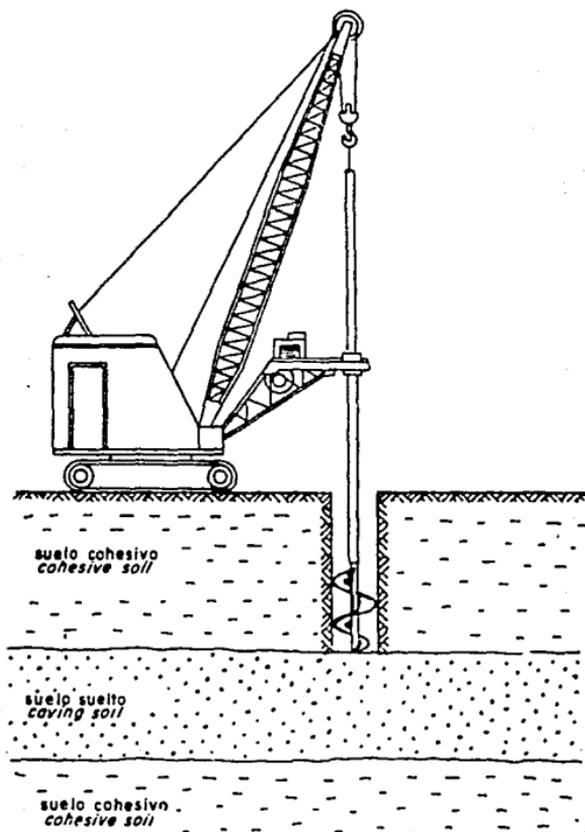


Figura 6.32 Método de ademe, inicio de la perforación.

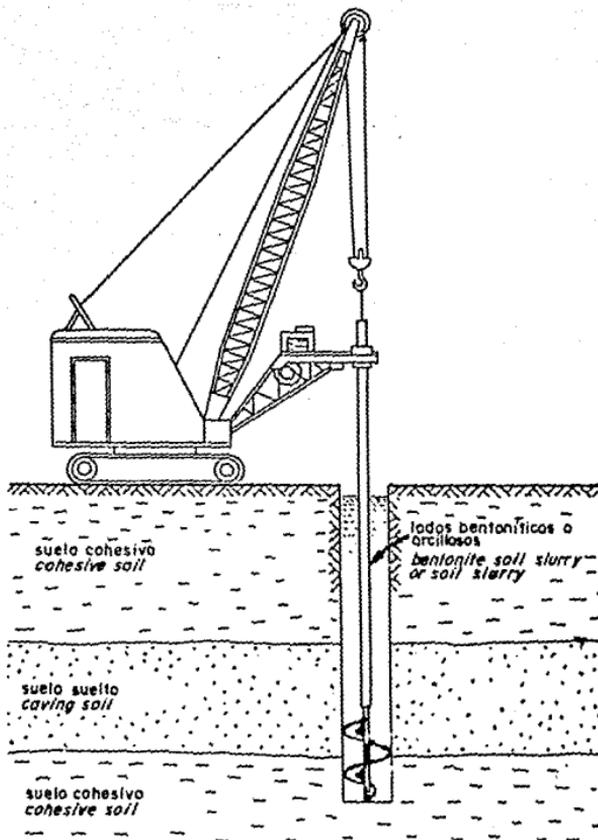


Figura 6.33 Método de ademe, perforación a través del suelo suelto empleando lodos.

Una vez que se tiene terminado el pozo se procede a la colocación del ademe y se coloca un dispositivo en la barra " kelly " para hacer girar el ademe, de esta forma se logra un sello entre el suelo impermeable y el ademe. Figura 6.34

Para obtener una mayor economía, el ademe que se utilice debe ser de dimensiones nominales, solo en caso en donde por especificaciones se requiera de algún tamaño diferente al comercial, se deberá de utilizar en este caso tubería especial lo que influye en el costo del proyecto.

Una vez que se tiene bien colocado el ademe se conecta una cuchara de limpieza a la barra " kelly " para extraer el suelo que queda en el interior del ademe figura 6.35 .De esta forma se procede a colocar una broca más delgada para continuar con la excavación hasta la profundidad proyectada, eliminando el problema de inestabilidad del estrato suelto figura 6.36 .

Posteriormente, para ampliar el fondo de la excavación, se adapta a la barra " Kelly " un ensanchador, como se muestra en la figura 6.37 .

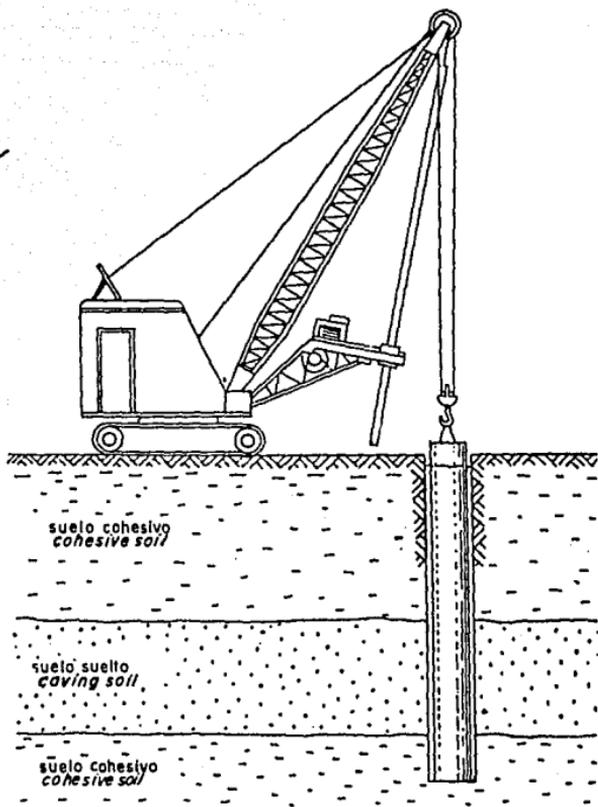


Figura 6.34 Método de ademe, colocación del ademe

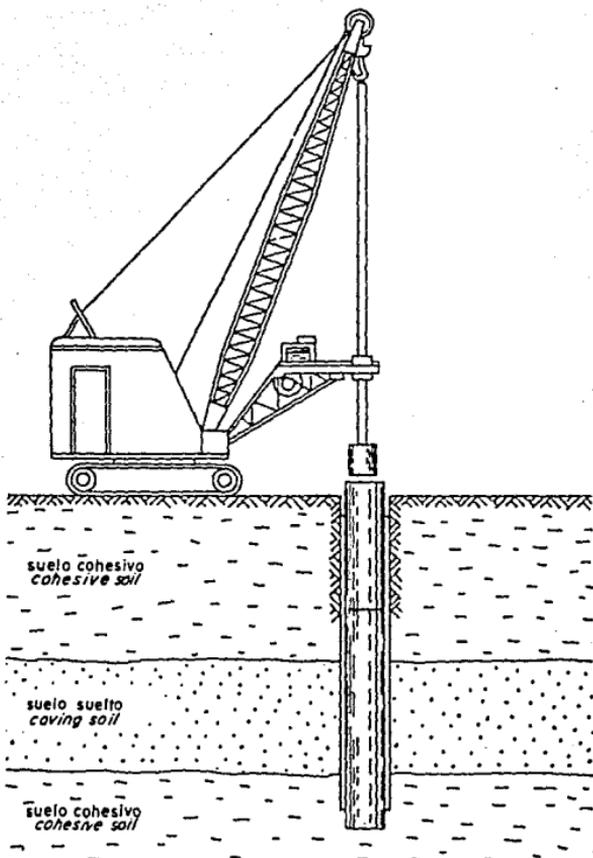


Figura 6.35 Método de ademe, extracción después de sellar el ademe en su base

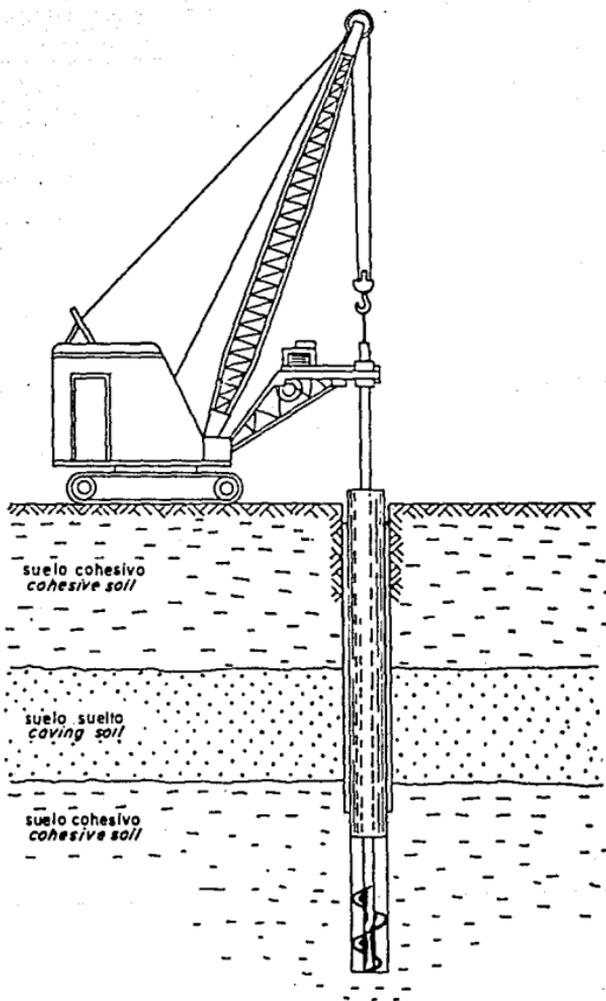


Figura 6.36 Método de ademe, introducción de barrena más delgada para continuar la excavación.

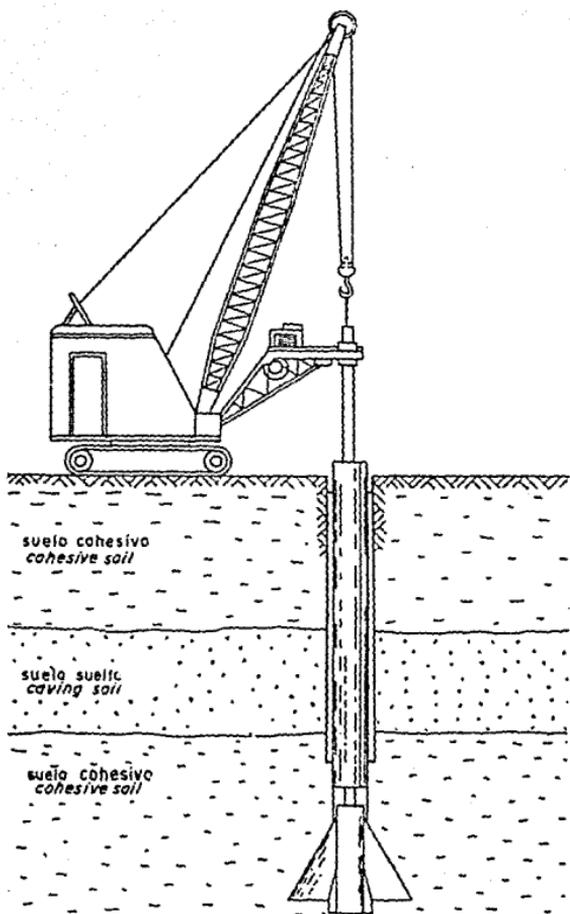


Figura 6.37 Uso del amplificador

Se debe tener total seguridad de que el ademe tenga un sello apropiado con el suelo impermeable, siendo necesario en algunas ocasiones fijar dientes en el fondo del ademe para tal fin; de esta forma se pretende evitar el flujo del lodo debajo del ademe. Es decir, que es necesaria la presencia de un manto impermeable, para poder aplicar este método (ademe), ya que siempre deberá lograrse un sello en la parte inferior del ademe.

El acero de refuerzo, se diseñará por :

- a) requisitos estructurales en cuanto a flexión y acción columnar al estar sujeto a la carga de la superestructura.
- b) requisitos impuestos por la necesidad de mantener estable el armado durante su colocación.

El acero deberá llevarse hasta el fondo de la excavación. Una vez colocado el acero de refuerzo se procede al vaciado del concreto en el pozo, como se muestra en la figura 6.38 .

Es de vital importancia, tener cuidado en el momento de retirar el ademe, ya que éste solo se puede extraer cuando la presión hidrostática ejercida por el concreto sea lo suficientemente grande para arrojar a la superficie el lodo atrapado detrás del ademe. Figura 6.39 .

Esta etapa constituye la parte más crítica en el método del ademe, ya que si no hay la suficiente presión hidrostática en la columna de concreto al fondo del ademe, puede colarse el lodo a la excavación causando discontinuidades en el cimiento. Por otra parte, puede presentarse el problema de tener una elevación del concreto apropiada, pero con un revenimiento insuficiente, o bien el concreto a comenzado a fraguarse, elevando la fricción entre el interior del ademe y el concreto, lo cual puede provocar un movimiento hacia arriba de la columna de concreto, al momento de retirar el ademe.

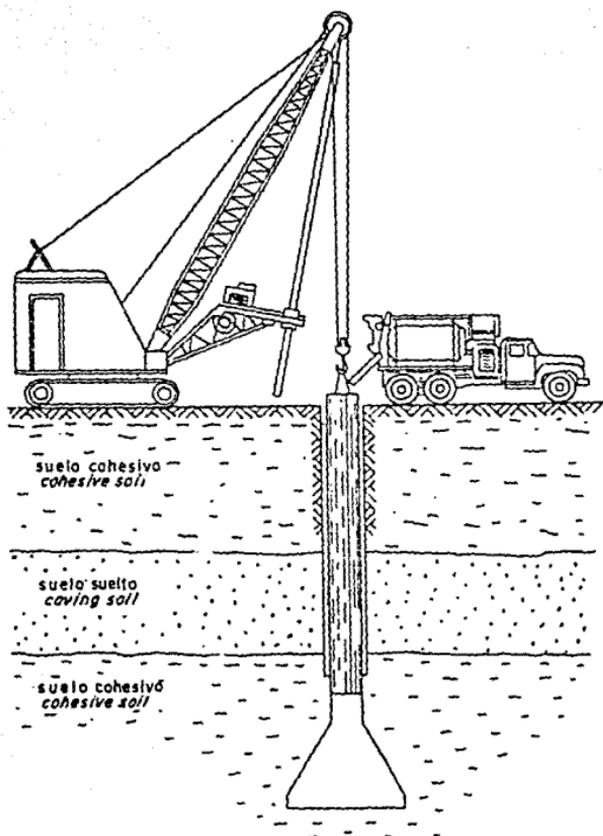


Figura 6.3B Método de ademe, inicio del colado

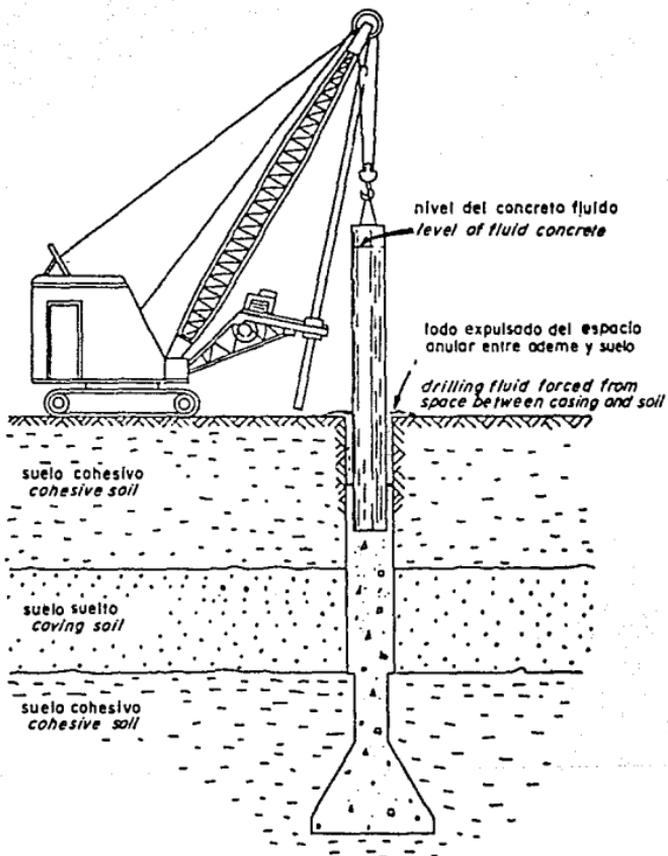


Figura 6.39 Método de ademe, extracción del ademe

Si durante la construcción de la pila se toman las precauciones debidas, la pila puede constituir una cimentación muy efectiva. En la figura 6.40 se muestra un esquema de la pila ya terminada con el método del ademe.

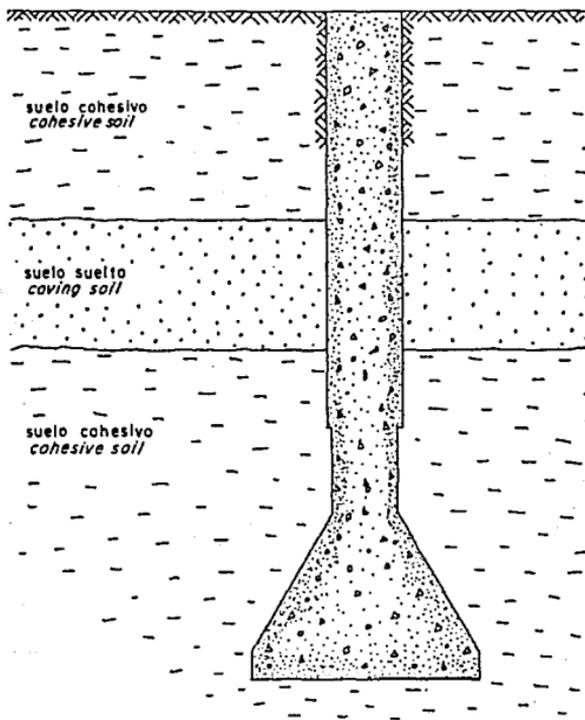


Figura 6.40 Método de ademe, cemento terminado

Si en la estratigrafía del subsuelo se encuentra una pequeña capa de suelo suelto, no es necesario el empleo del lodo; en este caso el ademe se introduce al estrato de suelo suelto con un movimiento rotatorio, hasta llegar nuevamente al suelo cohesivo que yace por debajo del estrato de suelo suelto.

### 3) METODO DEL LODO DESPLAZADO

Este método es aplicable para cualquier condición de suelos, y es el más apropiado en lugares donde no es posible sellar un ademe sin requerir de técnicas especiales ( como el congelamiento de suelos ).

El proceso constructivo es similar al método seco, al inicio, hasta llegar a un estrato de suelo suelto. Posteriormente se vacía el lodo en la perforación, de la misma forma que en el método de ademe, y se procede a perforar. Durante toda la excavación, el pozo debe de mantenerse lleno de lodo. En caso de ser necesario perforar un estrato de arcilla, ésta se retirará a través del lodo. La broca y la barrena que se utilicen, deben ser tales que permitan el flujo del lodo, con el objeto de evitar que se forme un vacío debajo de la broca y se produzca un derrumbe en las paredes de la perforación. La figura 6.41 muestra el pozo terminado.

Una vez terminado el pozo se procede a la colocación del acero de refuerzo, como se muestra en la figura 6.42 .

Después se vacía el concreto utilizando una tubería de " trompa de elefante ", como ya se mencionó anteriormente. Se debe colocar una placa de triplay ( válvula ) en el extremo inferior de la tubería para que no se abra sino hasta llegar al fondo de la excavación. Al iniciar el vaciado del concreto, la presión de éste abre la válvula y comienza a llenarse el pozo; como se muestra en la figura 6.43; donde la columna de concreto desplaza a la de lodo por ser de menor

densidad.

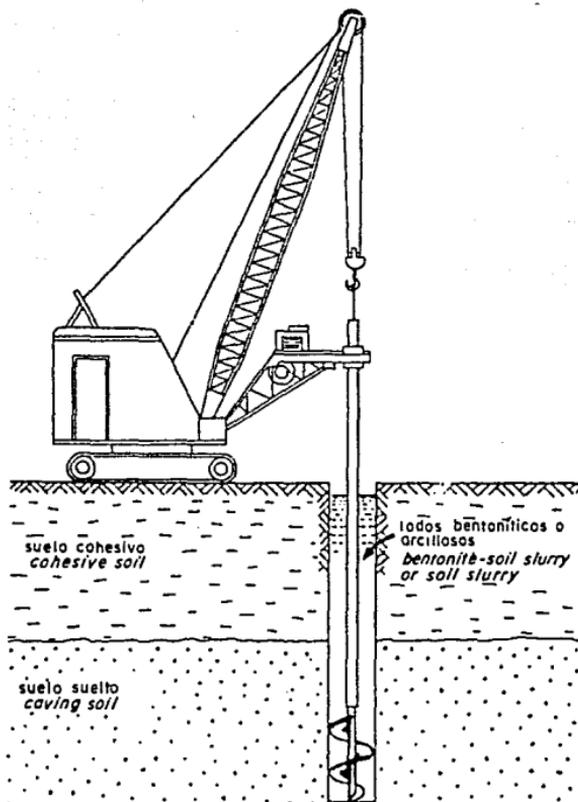


Figura 6.41 Método de lodo, perforación empleando lodos

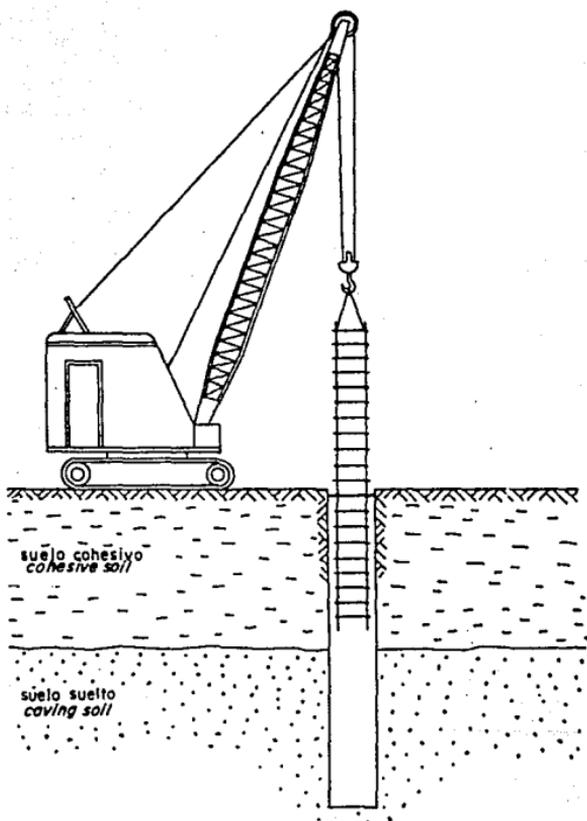


Figura 6.42 Método de lodo, colocación del acero de refuerzo.

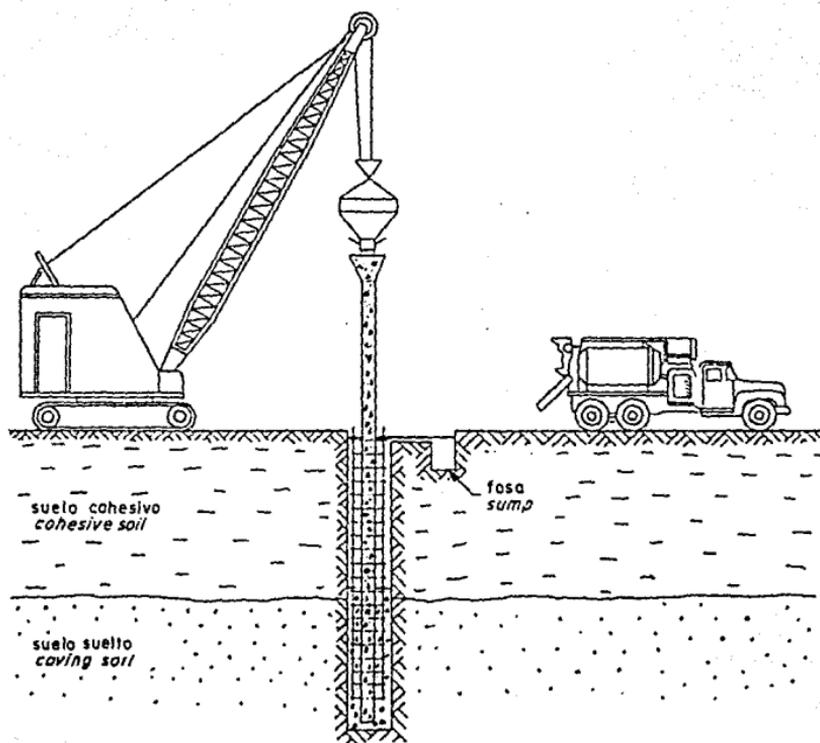


Figura 6.43 Método de lodo, vaciado del concreto

La pila terminada por el método del lodo desplazado se muestra en la figura 6.44 .

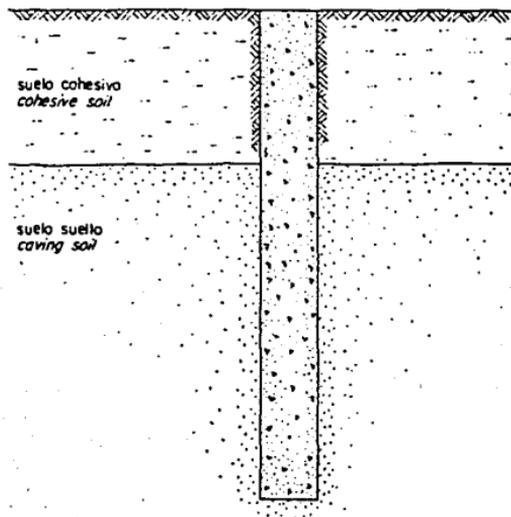


Figura 6.44 Método de lodo, cemento terminado

## VENTAJAS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS COLADAS EN EL LUGAR

Los cimientos colados en sitio, ya sea pilas o pilotes, tienen las siguientes ventajas :

- 1) Los niveles de ruido de operación son muy pequeños en comparación con otros procedimientos constructivos, por ejemplo, el hincado de pilotes.
- 2) La construcción del cemento es muy rápida.

- 3) Los materiales a emplear son muy fáciles de encontrar.
- 4) Se puede mantener un control en todo momento del estado del subsuelo, realizando sondeos.
- 5) Se puede verificar la excavación antes de proceder al colado.
- 6) El subsuelo no es una restricción para este tipo de cimientos, ya que se pueden construir a través de boleos, roca sana o roca suave.
- 7) Se puede cambiar la geometría del cimiento durante el proceso constructivo, es decir, modificar diámetros, profundidades o ensanchamientos si se requieren.
- 8) Este tipo de cimientos generalmente no requiere de la utilización de cabezales, además de que soportan cargas mayores de las que puede soportar otro tipo de cimentaciones profundas.
- 9) Se pueden disminuir efectos de expansión y asentamientos en la superficie.

## PROCESO CONSTRUCTIVO DE LOS PILOTES

### 1) PILOTES DE CONCRETO PRECOLADOS

Los pilotes de concreto precolados, se deben diseñar para resistir además de las cargas que le transmite la estructura, los esfuerzos ocasionados por el manejo e hincado.

El equipo que se emplea para el hincado de pilotes de concreto precolados son : perforadoras, grúas, vibrohincadores y martillos; todos ellos ya descritos anteriormente.

Para facilitar el hincado, o bien para disminuir e incluso para evitar movimientos excesivos a la hora del

hincado, se realizan perforaciones antes de realizar el hincado, dichas perforaciones también tienen por objeto, servir como guías; de donde se deriva el nombre de " perforación guía ".

Existen tres modalidades de la perforación guía, éstas son :

- Con lodo. Se aplica a suelos con problemas de estabilidad. A este lodo se le conoce con el nombre de bentonita, que es una mezcla de agua con arcilla (bentonita).

- Sin protección, extrayendo el material. Es aplicable a suelos firmes o compactos, y cohesivos, sobre o debajo del nivel freático, siempre no presenten socavaciones o derrumbes de las paredes del barreno al momento de perforar.

- Remoldeando ( sin extraer ) el material. Es aplicable a suelos arcillosos blandos y con un elevado contenido de agua.

Para hacer la perforación sin extraer material, se utiliza una broca espiral remoldeando bruscamente a base de rotación dentro del agujero.

Para la fabricación de pilotes de concreto precolados, ya sea en obra o en planta, se deben de satisfacer ciertos procedimientos básicos de construcción así como requisitos mínimos para un buen diseño.

Lo primero que se hace es la preparación de camas de colado; estas camas son plataformas de concreto de aproximadamente de 5 a 10 cm de espesor, coladas sobre una base firme, que nos ayuda a mantener fijos los moldes.

Dichos moldes se forman a base de tableros modulares de triplay, madera, lámina o combinaciones de estas, para dar el dimensionamiento requerido. Los moldes de colado están constituidos por materiales con una vida útil grande, como plástico, metal o concreto. Es recomendable construir una cimentación de concreto bajo la cama de colado para evitar deformaciones en los pilotes frescos.

Los moldes más utilizados son para pilotes cuadrados, por la mayor facilidad de manejo e instalación.

El proceso de fabricación de los pilotes debe seguir una secuencia tal que los primeros pilotes fabricados sirvan de cimbra para los siguientes, como se ilustra en la figura 6.45

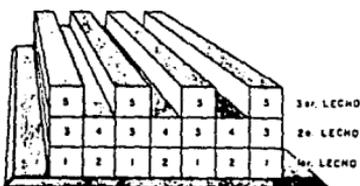


Figura 6.45 Secuencia de colado de pilotes de sección cuadrada.

Es recomendable utilizar un recubrimiento en la superficie de contacto de la cimbra para no complicar el despegue de los pilotes, tal recubrimiento puede ser aceite quemado, grasa, polietileno, parafina con diesel, etc.

Antes de proceder al colado, se coloca el acero de refuerzo, que debe ser protegido contra la oxidación, además de cuidar que el propio acero de refuerzo no tenga ninguna sustancia que sea perjudicial para la buena adherencia del acero con el concreto.

El paso siguiente consiste en la fabricación del concreto. El tipo de cemento que se emplee, dependerá de las condiciones a que quedará sujeto el pilote; por ejemplo, para pilotes que quedan en contacto con agua dulce, se puede utilizar cemento del tipo I, II, III o IV, por el contrario, para pilotes en contacto con el ambiente marino, se recomienda cemento del tipo II o cemento puzolánico.

Cuando el concreto es reforzado, el agua que se utilice para el curado, para mezclar el concreto y para lavar los agregados, no debe contener materia orgánica, aceites o alguna otra sustancia que pueda afectar al concreto o al acero. Por otra parte si se descuida la relación agua/cemento, de tal forma que ésta aumente, la calidad del concreto disminuye.

Se aconseja un revenimiento máximo de 7.5 cm en pilotes de concreto precolados. Cuando menos por cada 15 m<sup>3</sup> de concreto deberá efectuarse una serie de pruebas de compresión.

El concreto deberá vibrarse con el empleo de vibradores de alta frecuencia; por lo que los moldes deberán de ser suficientemente rígidos para resistir los efectos de la vibración.

El concreto se deberá mantener húmedo y conservar una temperatura no menor de 10°C, durante un lapso de 7 días.

Para poder retirar los pilotes se tendrá que esperar a que el concreto tenga la resistencia suficiente para evitar deformaciones.

Para colocar el concreto se pueden emplear canalones, bachas o bombas directas de las ollas.

Si el pilote se hince en suelos blandos a medios, se recomienda que el concreto tenga una resistencia a la compresión de 300 kg/cm<sup>2</sup>, en cambio, si se trata de suelos medios a duros, la resistencia recomendable para el concreto es de 350 kg/cm<sup>2</sup>.

Normalmente se requiere de longitudes de pilotes muy grandes, pero debido a la problemática de la fabricación de ellos, además de las dificultades que representaría su manejo y transporte, se opta por fabricarlos de dimensiones menores a las requeridas, por lo que se utilizan juntas de unión para lograr la longitud necesaria.

Las juntas pueden ser a base de soldadura a tope de dos placas que se dejan fijadas en los extremos de los pilotes;

pero hay otros tipos de juntas más sofisticados. En la figura 6.46 se muestran algunos tipos de juntas utilizados en la práctica.

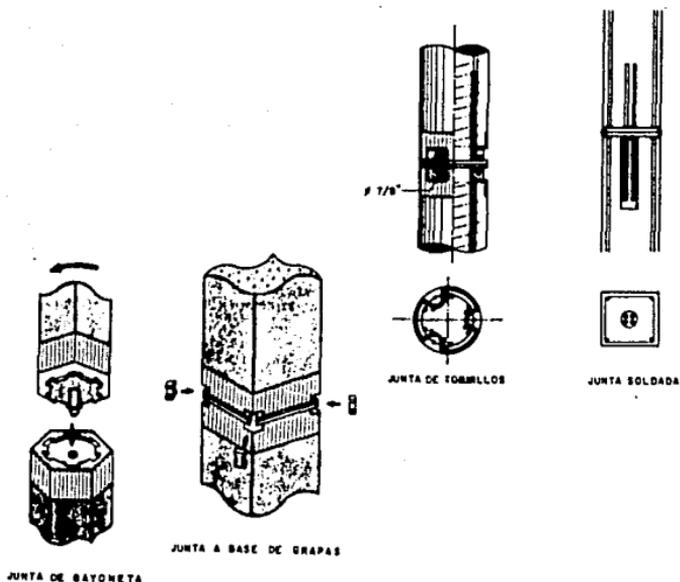


Figura 6.46 Tipos de juntas

Para las maniobras de transporte y manejo de los pilotes, se prevén los puntos de izaje, los cuales están constituidos por cables de acero "orejas", de varilla o placas de acero ahogadas en el concreto. De esta forma se reduce el riesgo de fracturamiento en el pilote durante las maniobras realizadas desde la fabricación hasta su

colocación. En la figura 6.47 se muestran algunas soluciones para los puntos de izaje.

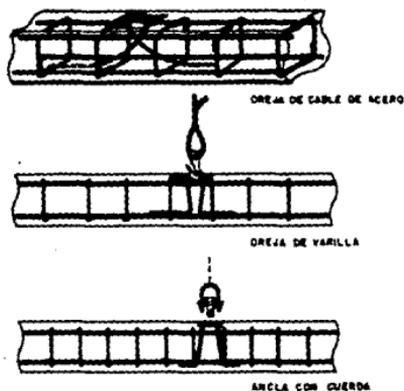


Figura 6.47 Diferentes soluciones para los puntos de izaje.

En pilotes cortos donde es posible manejarlos con un sólo punto de izaje, éste es recomendable ubicarlo a  $0.293 L$  de la cabeza del pilote ( $L$ , es la longitud del pilote). En la figura 6.48, se muestran los puntos de izaje con dos o tres apoyos, así como la forma de estibar los pilotes.

En el momento de despegue de la cama de colado, la resistencia debe ser de  $245 \text{ kg/cm}^2$ .

Una vez que se tiene listo el pilote para hincarlo se recomienda lo siguiente :

- Poner marcas a cada metro, a todo lo largo del pilote, con el objeto de determinar el número de golpes requerido para cada metro de hincado.
- Izar el pilote.

- Ubicarlo en el punto correcto o en la perforación si es que ésta existe.
- Orientar las caras del pilote si es necesario.
- Acoplar la cabeza del pilote al gorro del martillo.
- Colocar en posición perfectamente vertical o en el ángulo proyectado ( si es el caso de pilotes inclinados ) , tanto el pilote como la resbaladera del martillo, corrigiendo la posición de la grúa. Regularmente para lograr la verticalidad del pilote, se utilizan dos plomadas de referencia, formando un ángulo de  $90^{\circ}$  y teniendo como vértice el pilote, como se muestra en la figura 6.49.
- Poner en funcionamiento el martillo, con lo que se da inicio al hincado del pilote.

Para el correcto hincado de los pilotes de concreto se sugieren las siguientes recomendaciones :

- a) Usar madera blanda como material de amortiguamiento entre el gorro de acero del martillo y la cabeza del pilote.
- b) Como ya se dijo anteriormente, es conveniente usar un pistón pesado con baja velocidad de impacto para reducir los esfuerzos de hincado ( los esfuerzos de hincado son proporcionales a la velocidad de impacto del martillo ).
- c) Cuando se encuentren suelos de baja resistencia, disminuir la velocidad del martillo al principio del hincado.
- d) Tener la precaución de que el gorro del martillo no quede ajustado a la cabeza del pilote, con el objeto de que este pueda girar.

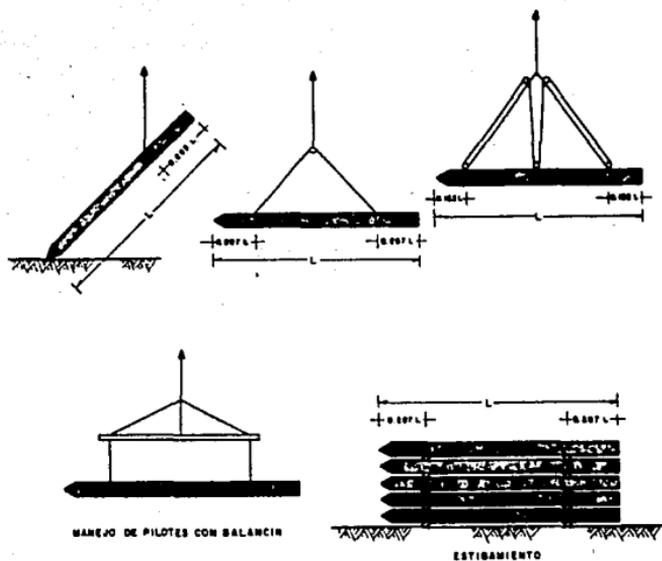


Figura 6.48 Puntos de izaje, manejo y estibamiento de pilotes.

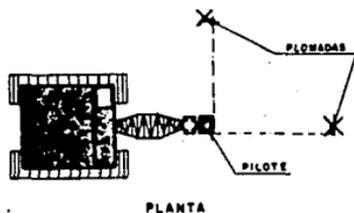


Figura 6.49 Posición vertical de un pilote con ayuda de plomadas

Los problemas que pueden presentarse son los siguientes:

- 1) Si el hincado es severo la cabeza o la punta del pilote pueden sufrir aplastamiento por compresión.
- 2) Cuando la resistencia a la penetración es baja, en la etapa inicial del hincado, pueden aparecer grietas horizontales de tensión.

Al momento de hincar los pilotes debe llevarse un control del proceso, para poder llevar un registro del número de golpes necesarios para hincar un tramo de pilote, sobre todo cuando se este hincando el último tramo de la longitud proyectada, con el objeto de determinar la variación de la adherencia en los pilotes de fricción, así como la energía de rechazo para pilotes de punta.

## 2) PILOTES DE CONCRETO PRESFORZADOS

En este tipo de elementos se busca ligereza aprovechando las ventajas que nos ofrece el presfuerzo, así como utilizar menor acero de refuerzo y haciendo trabajar de una forma más efectiva al concreto.

Este tipo de pilotes se utiliza normalmente como pilotes de fricción y son de sección transversal en forma de " H ".

Para su fabricación es necesario hacer preparativos especiales en los moldes, equipo para maniobras, camas, etc., por lo que su fabricación resulta compleja en comparación con los pilotes de concreto precolados.

Normalmente se fabrican en serie y se recomienda que los moldes sean metálicos, ya que usar moldes de madera sería muy costoso y complicado para obtener la sección " H ". La estructura de la cama debe estar anclada al piso de concreto, ésta fijación se realiza con seguros colados a cada 2 m aproximadamente en el sentido longitudinal; como se muestra en la figura 4.50 .

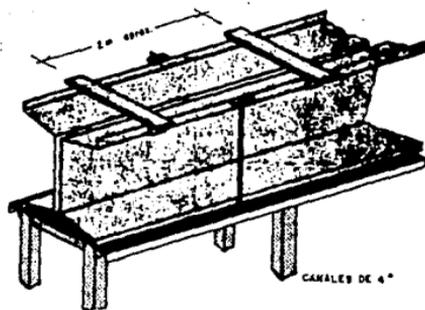


Figura 6.50 Sujeción del molde en la parte superior

Normalmente para el presfuerzo se utiliza cable de 5 mm de diámetro para el armado transversal así como longitudinal.

A este último se le aplican cargas del orden de 1.5 ton auxiliándose con un gato hidráulico de pistón hueco; una vez alcanzada la carga se fija el cable con estructuras empotradas en cada extremo de la cama de colado, haciendo uso de cuñas dentadas.

Para el concreto se recomienda utilizar un tamaño máximo del agregado de 3/4" debido a la esbeltez de la sección; y el revenimiento no debe exceder de 12 cm porque al vibrarlo, la lechada podría salir del molde; la resistencia mínima se recomienda de 250 kg/cm<sup>2</sup> en el concreto. El curado del concreto dura 7 días y se hace por medio de vapor.

### 3) PILOTES DE ACERO

Para hincar los pilotes de acero, se necesita hacerle punta a la primera sección, y para unirlos se sueldan en "Z", como se muestra en la figura 6.51 .

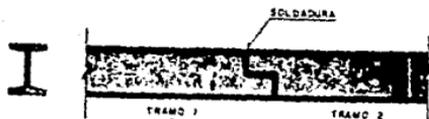


Figura 6.51 Unión de 2 pilotes de acero por medio de soldadura en " Z ".

Los pilotes de acero no requieren de perforación previa al hincado. El procedimiento constructivo es análogo al procedimiento de pilotes de concreto.

#### PRUEBAS DE CARGA

Debido a la gran incertidumbre que se tiene de las teorías del comportamiento del conjunto pilote-suelo ( o pila-suelo ), además de la problemática de conocer el comportamiento mecánico del suelo; es necesaria la realización de pruebas de carga; con éstas se puede conocer :

- La capacidad de carga vertical de pilotes o pilas apoyadas en suelos firmes.
- La longitud que requieren los pilotes trabajando a fricción.
- La capacidad de carga horizontal.
- Si es necesario hacer perforaciones previas al hincado, así como ensayar el pilote que se ha elegido.
- Ensayar el procedimiento constructivo con el que se ha pensado fabricar las pilas.

Una prueba de carga específica, se diseña simulando las condiciones de carga-tiempo con las que trabajará la pila o pilote. La figura 6.52 nos muestra la variedad de pruebas de carga que se realizan. Las etapas de ejecución, selección, diseño y la prueba de carga, se muestran en la figura 6.53

Independientemente del tipo de prueba que se aplique, la selección de esta, dependerá de los siguientes factores :

- Costo.
- Tiempo de ejecución.
- Facilidad de ejecución.
- Confiabilidad de la representatividad de la prueba.

No se describen las pruebas de carga, ya que no es el objetivo de la presente tesis, además de que existen muchos criterios para dichas pruebas.

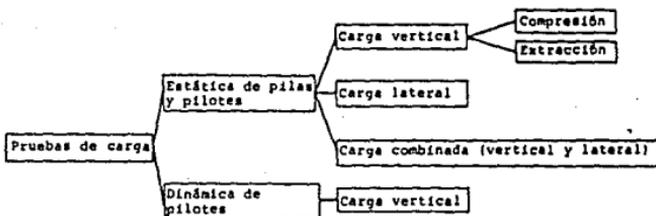


Figura 6.52 Pruebas de carga de pilotes y pilas.

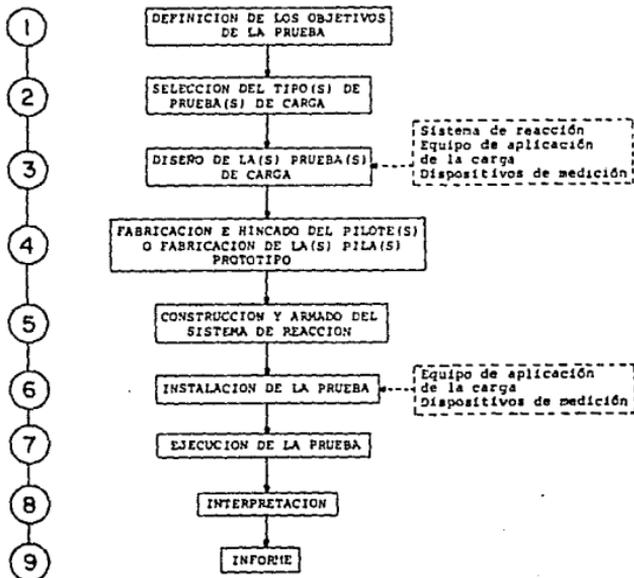


Figura 6.53 Etapas de una prueba de carga.

## PRUEBAS DE CARGA ESTÁTICA.

Con este tipo de prueba se trata de ver el comportamiento del conjunto pilote-suelo ( o pila-suelo ), cuando se somete a una secuencia de cargas axiales simulando la carga que transmitirá el edificio. En la figura 6.54 se presentan los tipos de pruebas de carga.

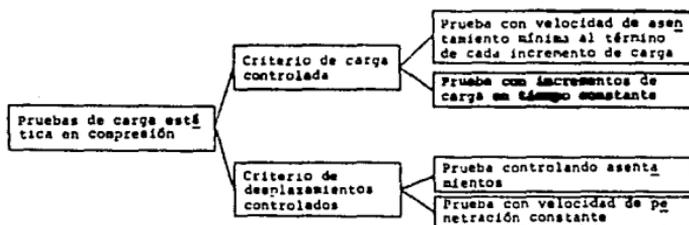


Figura 6.54 Tipos de pruebas de carga.

## PRUEBAS DE CARGA LATERAL.

Este tipo de prueba nos define el comportamiento de una pila o pilote sometido a cargas laterales; en el caso de los pilotes inclinados, las cargas que se le aplican son en dirección perpendicular a su eje longitudinal. En la figura 6.55 se presentan los diferentes tipos de prueba de carga lateral.

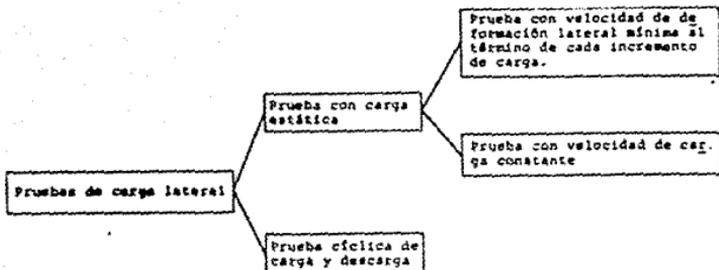


Figura 6.55 Tipos de pruebas de carga lateral.

## CAPITULO VII CONCLUSIONES

Hasta antes del sismo de 1985, en el diseño de cimentaciones, no se había dado la importancia debida al comportamiento dinámico, ya que el principal punto de preocupación era minimizar las emersiones y asentamientos.

Por otra parte sera conveniente exigir las memorias de cálculo en forma detallada y clara, de tal forma que su verificación se haga con facilidad. En algunas cimentaciones se detectaron aparentes errores en la estimación del grado de compensación.

En muchos casos se ignoró la revisión de las diferentes combinaciones de carga que establece el Reglamento de Construcciones. Despues del sismo, algunas de las normas que forman parte del reglamento fueron ajustadas en un sentido más conservador.

Hasta ahora no se ha establecido una teoría racional para el cálculo de capacidad de carga de grupos de pilotes, ni siquiera una definición de falla aplicable a los grupos de pilotes debido a la escasez de datos de campo. La teoría más conocida es la propuesta por Terzaghi y Peck sobre falla de conjunto ( la cual fue definida en capítulo V ), la cual se ha tomado como una regla práctica.

Al hacer el análisis de una cimentación, se sabe que para dos mecanismos de deformabilidad diferente, trabajen conjuntamente, es necesario que las deformaciones de ambos sea compatibles. Por ello es indispensable considerar por separado los mecanismos losa+suelo y pilote+suelo, cuya superposición dara como resultado en forma aproximada la interacción del conjunto losa-suelo-pilote.

Es necesario mejorar el control de calidad durante la construcción, en particular de la cimentación. Además debe

fomentarse una relación directa entre proyectista y constructor, con el propósito de ratificar oportunamente las consideraciones hechas para el diseño.

Es importante evitar por todos los medios, fallas durante las excavaciones que pueden modificar enteramente las condiciones iniciales del subsuelo en forma irreversible; así como no alterar el suelo con el bombeo.

Por las experiencias vividas en 1985, se recomienda instrumentar sistemáticamente los edificios y su seguimiento constante para tomar oportunamente en su caso las medidas de recimentación requeridas; con esto se puede lograr en el futuro que tengan un buen comportamiento las estructuras.

De los casos observados con mal comportamiento durante el sismo de 1985, se encontró que la presión de la losa de cimentación era mayor de  $4 \text{ ton/m}^2$ , bajo carga permanentes.

En el caso de estructuras apoyadas con pilotes de punta penetrante, se requiere precisar la resistencia de la capa dura para su diseño, esta resistencia presenta muchos problemas para el muestreo de esa capa dura ya que es muy variable y no se cuenta con técnicas confiables. Es necesario recurrir a mediciones de pruebas de campo, como son pruebas de carga.

En el caso de estructuras apoyadas con pilotes de punta en depósitos profundos; es necesario tener cuidado de la continuidad de la losa con los pilotes; ya que como mencionó en el capítulo IV, se encontraron fallas serias en este tipo de cimentaciones; además de tener cuidado con el recubrimiento para que el acero de refuerzo no este expuesto a la intemperie.

A continuación se mencionaran algunas recomendaciones o sugerencias para cimentaciones profundas.

En pilotes segmentados de concreto simple. Se deberá de resolver el problema de las juntas entre los tramos con uniones que garanticen la continuidad estructural de todo el pilote. Restringuir su uso hasta obtener resultados satisfactorios bajo sollicitaciones sísmicas, esto se debe a que su continuidad estructural es muy débil.

En pilotes convencionales de concreto reforzado. Se deberá de evitar el uso de  $\pi$  sección triangular, que se producen daños durante su manejo e hincado.

En pilotes de concreto pretensado. Se deberá de supervisar que para pilotes de sección I, debe confirmar que el espacio entre los patines esté lleno de suelo; en caso contrario, hacer una inyección de retaque.

En pilotes de madera. En el caso de cimentaciones se deberá de tener cuidado de no exponerlos al ambiente, ya que estos sufren una rápida degradación.

En pilotes de control. Será necesario mejorar el marco de carga, sustituyendo los cubos de madera por elastómeros de comportamiento confiable y así poder lograr la capacidad a la tensión; sin embargo, se requiere hacer un criterio de análisis confiable. Deberán de contar con programas de mantenimiento y de definición de cargas aplicadas, y evitar el uso de pilotes segmentados. Es importante que a este tipo de pilotes se les de un constante mantenimiento, ya que al no haber una celda deformable, los pilotes se transforman en pilotes de punta, cambiando totalmente el concepto del mecanismo de control.

En pilotes de punta penetrante. En este tipo de pilotes deberá de condicionarse al conocimiento confiable de la resistencia al estrato de apoyo. Sin embargo, será necesario insistir en cuidar su continuidad y capacidad estructural.

En pilotes entrelazados. Se deberá precisar un criterio confiable de análisis. Además de diseñarlos a la falla o sea con pura fricción positiva.

En todo tipo de construcciones de cimentaciones será necesario contar con la supervisión de ingenieros; especialmente en la recimentación de edificios, donde se debe llevar un control cuidadoso en las juntas de los pilotes y así garantizar su continuidad.

En pilas y pilotes colados en en lugar ( in situ ) se deberá de planear y realizar pruebas de carga a escala natural y así nos permitirán la obtención de una información más confiable, para darnos cuenta del comportamiento que van a tener a corto y largo plazo en este tipo de cimentación.

Un buen comportamiento de una cimentación profunda depende en gran medida de su instalación, la elección correcta de su procedimiento constructivo y equipo de construcción, una buena mano de obra y un control estricto de todo el proceso de instalación, por lo tanto la inspección como la verificación son de suma importancia para su comportamiento.

En la Ciudad de México existen tres problemas a enfrentar que son : el hundimiento regional, el sismo y las condiciones del subsuelo. En el diseño de cimentaciones profundas se deben de cumplir todos y cada uno de los requisitos de seguridad ( primera combinación de cargas,

segunda combinación de cargas, etc. ). Existen soluciones que no consideran los tres problemas juntos, antes mencionados.

Con este tema de tesis esperamos que haya sido de gran ayuda y comprensión mas clara del comportamiento de los pilotes y a demostrar que los pilotes no son un remedio maravilloso que puede resolver cualquier problema de cimentación; aun con los métodos recientes no se puede conseguir esto. Hay un antiguo proverbio alemán que dice: es fácil llegar a ser padre pero muy difícil comportarse como un padre. En esta forma se llevo a la siguiente conclusión aplicando este refrán a las cimentaciones piloteadas: es fácil hacer un pilote pero resulta difícil lograr que se comporte como un pilote.

Para terminar con este tema de tesis solo nos resta decir una anécdota. El responsable de un conocido despacho de diseño, que era un ingeniero civil de edad y gran experiencia, con frecuencia les daba el siguiente consejo a sus colegas más jóvenes: si al diseñar una cimentación piloteada les surge alguna duda, sólo hay una solución apropiada, que es olvidarse de los pilotes.

## ANEXO

## ANEXO

El Reglamento de Construcción para el D. F., en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, establece los siguientes requisitos de verificación de la construcción.

### 1) CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCIÓN.

Estados límite de falla.

"Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas :

$$\Sigma Q \cdot F_c < R \text{ ----- (1)}$$

donde:

$\Sigma Q \cdot F_c$  es la suma de los incrementos netos de carga debidos a las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas de sus correspondientes factores de carga. Las acciones incluirán el peso propio de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

R es la capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación, que se considerará igual al mayor de los dos valores siguientes:

a) La capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación, despreciando el efecto de los pilotes. Si este es el valor que rige, la losa o zapatas y las contratrabes deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ecuación (2) con  $F_s = 1.0$ . En este caso la capacidad de carga suelo-losa o suelo-zapata se calculará como lo señale el inciso 3.3 de la referencia 11 que se refiere a cimentaciones someras.

b) La capacidad del sistema suelo-pilotes de fricción que se considerará igual a la suma de las capacidades de carga de punta de los pilotes individuales más el menor de los siguientes valores:

- Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales.
- Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.
- Suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

La capacidad de carga por punta de una cimentación de pilotes de fricción siempre se considerará igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes, calculadas con la ecuación (3).

En la estimación de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas se despreciará la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión se calculará como:

$$C_f = A_L \cdot f \cdot F_R \text{ -----(2)}$$

donde:

$F_R = 0.7 \cdot (1 - s/2)$ , es el factor de resistencia.  
 $s$  es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote.

$C_f$  es la capacidad por adherencia, en ton.

$A_L$  es el área lateral del pilote, en  $m^2$ .

$f$  es la adherencia lateral media pilote-suelo, en  $\text{ton}/m^2$ .

Para los suelos cohesivos blandos de las zonas II y III la adherencia pilote-suelo se considerará igual a la cohesión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas.

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo de pilotes, o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la ecuación (2) considerando el grupo o los subgrupos como pila de diámetro igual al de la envolvente del grupo o subgrupo.

#### Estados límite de Servicio.

Los asentamientos y emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo de apoyo bajo las cargas actuantes en ellos, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán explícitamente en cuenta las excentricidades de

cargas.

El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos se calcularán, cuando proceda, como se indica en el Art. 203, Capítulo VI de Diseño Sísmico. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar a partir de los resultados de pruebas de Laboratorio representativas del fenómeno, y serán mínimas ( Ver tabla II, RCDF ). Para el cálculo de estas deformaciones, se considerará que la carga máxima soportada por los pilotes en condiciones sísmicas es la definida por la ecuación (2).

## 2) CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA O PILAS.

Estados límite de falla.

Se verificará el cumplimiento de la desigualdad (1), siendo R la suma de las capacidades de carga individuales o de grupos o la global del conjunto de pilotes, cual sea menor.

La capacidad de carga de pilotes de punta o pilas se calculará como sigue :

- Para suelos cohesivos:

$$C_p = [ c_u \cdot N_c \cdot F_R + p_v ] \cdot A_p \text{ -----(3)}$$

- Para suelos friccionantes:

$$C_p = [ \bar{p}_v \cdot N_q \cdot F_R + p_v ] \cdot A_p \text{ -----(4)}$$

donde:

$C_p$  es la capacidad por punta, en ton.

$A_p$  es el área transversal de la pila o del pilote, en  $m^2$ .

$p_v$  es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, en  $ton/m^2$ .

$\bar{p}_v$  es la presión vertical efectiva a la misma profundidad, en  $ton/m^2$ .

$c_u$  es la cohesión aparente, en  $ton/m^2$ , determinada en ensaye triaxial UU.

$N_c^*$  es un coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente:

$\phi_u$	$0^\circ$	$5^\circ$	$10^\circ$
$N_c^*$	7	9	13

$\phi_u$  es el ángulo de fricción aparente, en grados.

$N_q^*$  es un coeficiente de capacidad de carga definido por

$$N_q^* = N_{min} + L_e (N_{max} - N_{min}) / [4B \cdot \tan(45^\circ + \phi/2)]$$

Cuando  $L_e/B \leq 4 \cdot \tan(45^\circ + \phi/2)$ , o bien

$$N_q^* = N_{max}$$

Cuando  $L_e/B > 4 \cdot \tan(45^\circ + \phi/2)$

$\phi$	$20^\circ$	$25^\circ$	$30^\circ$	$35^\circ$	$40^\circ$
$N_{max}$	12.5	26	55	132	350
$N_{min}$	7	11.5	20	39	78

$L_0$  es la longitud empotrada del pilote o pila en el estrato resistente, en m.

$B$  es el ancho o diámetro de los pilotes, en m.

$\phi$  es el ángulo de fricción interna, en grados, con la definición del apartado (a) del subinciso 3.3.1 de las Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones.

$F_R$  es el factor de resistencia igual a 0.35 .

En el caso de pilotes o pilas de más de 0.5 m de diámetro, la capacidad así calculada deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

- Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor:

$$F_{re} = [ (B + 0.5) / 2B ]^n \text{ -----(5)}$$

donde:

$B$  es el diámetro de la base del pilote o pila en metros (  $> 0.5$  m ).

$n$  es un exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso.

- Para suelos cohesivos firmes fisurados se multiplicará por el mismo factor de la ecuación (5) con exponente  $n = 1$  . Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo se multiplicará por:

$$F_{re} = ( B + 1 ) / ( 2B + 1 ) \text{ -----(6)}$$

- También podrá utilizarse como alternativa a la ecuación (4), una expresión basada en la resistencia a la penetración de cono o a la de penetración estándar, corregida por efecto de escala, como lo indica la expresión (5).

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación a base de pilotes de punta deberá despreciarse en todos los casos.

Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para resistir los esfuerzos horizontales inducidos por los pilotes sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de los pilotes para transmitir dichas sollicitaciones horizontales.

#### Estados límite de servicio.

Los asentamientos de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidos, incluyendo la fricción negativa, y la de los estratos localizados abajo del nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura " ( Ref. 11 )

## REFERENCIAS

- 1) El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de Mexico.  
Simposio.  
10 de marzo de 1978 ( SMMS ).
- 2) Manual de Exploración Geotecnica.  
Secretaria General de Obras.  
México D.F. noviembre de 1988 ( SMMS ).
- 3) Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes.  
( SMMS ). 1989
- 4) Cimientos Profundos Colados en Sitio.  
Reunión Conjunta ADSC-SMMS.  
Junio de 1976.
- 5) Construcción Especializada en Geotecnia.  
Memoria de los Simposios realizados en septiembre de 1988 ( SMMS ).
- 6) Third Nabor Carrillo Lecture.  
Noviembre 20 , 1976 (SMMS).  
A. Kézdi
- 7) Los Sismos de 1985. Casos de Mecánica de Suelos.  
Simposio, México D.F. 1986  
SMMS
- 8) Fundamentos de la Mecánica de Suelos.  
Juarez Badillo E., Rico Rodriguez A.  
Tomo I ( tercera edición ).  
Ed. Limusa

9) Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos.

Juárez Badillo E., Rico Rodríguez A.

Tomo II

Ed. Limusa

10) Foundation Engineering for Difficult Subsoil  
Conditions.

Leonardo Zeevaert

Ed. Limusa

11) Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de  
Construcción para el D. F.

Septiembre de 1987

CICM