



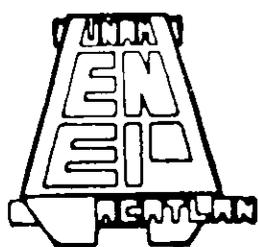
# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ACATLAN"

PROCESO DE CIMENTACION DEL TRAMO  
ELEVADO DEL METROPOLITANO LINEA B DE LA  
CIUDAD DE MEXICO A BASE DE PILOTES DE  
FRICCION.



T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
JAIME CRUZ ENRIQUEZ



ACATLAN, EDO DE MEX.

JUNIO DE 1998

TESIS CON  
FALLA DE CRICFN

365101



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

SR. JAIME CRUZ ENRIQUEZ.  
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.  
PRESENTE.

En atención a su solicitud presentada con fecha de 23 de septiembre de 1986, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

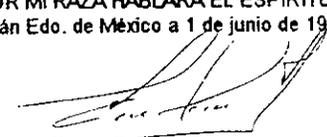
"PROCESO DE CIMENTACIÓN DEL TRAMO ELEVADO DEL METROPOLITANO LÍNEA B DE LA CIUDAD DE MÉXICO A BASE DE PILOTES DE FRICCIÓN".

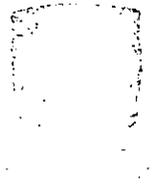
INTRODUCCIÓN.

1. ANTECEDENTES.
  2. TIPOS DE SUELOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO.
  3. TIPOS DE CIMENTACIÓN.
  4. ANÁLISIS Y ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN.
  5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA CIMENTACIÓN.
- CONCLUSIONES.

Asimismo fué designado como asesor de tesis el ING. CELSO BARRERA CHÁVEZ, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.  
Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

ATENTAMENTE.  
" POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU "  
Acatlán Edo. de México a 1 de junio de 1988.

  
Ing. Enrique del Castillo Fragoso  
Jefe del Programa

  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

## DEDICATORIA

A MIS PADRES

LOS SEÑORES JESUS CRUZ Y CATALINA ENRIQUEZ POR SU GRAN SACRIFICIO QUE HICIERON PARA QUE YO TUVIERA UNA CARRERA. POR SU APOYO, CARIÑO Y CONSEJOS QUE SIEMPRE ME HAN BRINDADO Y QUE GRACIAS A ESOS GRANDES DETALLES HE LOGRADO UNA META EN MI VIDA.

GRACIAS PADRES Y AHORA ME TOCA AYUDARLOS Y DEVOVERLES UN POCO DE SU SACRIFICIO.

JAIME

## DEDICATORIA

A MIS HERMANOS

GUILLERMO, MIREYA Y JESUS POR SU COMPRESIÓN Y AYUDA QUE EN MUCHAS OCASIONES ME PROPORCIONARON, POR SU PACIENCIA A LAS MOLESTIAS QUE LES OCASIONE.

SIGAMOS SIEMPRE UNIDOS.

## DEDICATORIA

A LOS PROFESORES DE INGENIERIA CIVIL DE LA ENEP ACATLAN

GRACIAS POR APORTAR UN GRANITO DE ARENA A MI FORMACIÓN PROFESIONAL, YA QUE CON ELLO LOGRE LO QUE TANTO ANELABA, Y MUY ESPECIAL A LOS PROFESORES QUE ASESORARON ESTA TESIS CELSO BARRERA CHÁVEZ, JORGE FLORES NUÑEZ, JOSÉ ROCH SOTO, ALEJANDRO LÓPEZ MANJARREZ Y LIBORIO JULÍAN BRAVO MARTÍNEZ.

GRACIAS.

## **DEDICATORIA**

**DOY GRACIAS A DIOS POR SER MI PRINCIPAL MAESTRO DE LA VIDA Y POR HABERME DADO LA OPORTUNIDAD DE CONTAR CON UNA FAMILIA SENSACIONAL.**

**GRACIAS.**

# INDICE

	Pag.
Introducción	I
<b>Capitulo 1</b> Antecedentes.	1
1.1. Características generales de las líneas existentes del Sistema de Transporte Colectivo (S.T.C.) de la Ciudad de México.	5
1.2. Proyectos de nuevas líneas.	8
1.3. Proyecto general de la línea B.	14
1.3.1. Localización del tramo elevado.	15
1.3.2. Necesidades de la obra.	17
1.3.3. Utilización de la obra.	
<b>Capitulo 2</b> Tipos de suelos de la Ciudad de México.	20
2.1. Zonificación de la Ciudad de México.	28
2.1.1. Zona de lomas.	28
2.1.2. Zona de transición.	31
2.1.3. Zona de lago.	34
2.2. Estratigrafía del terreno de cimentación para el tramo elevado del Metropolitano Línea B de la Ciudad de México.	41
<b>Capitulo 3</b> Tipos de cimentación.	43
3.1. Cimentaciones superficiales.	48
3.2. Cimentaciones compensadas.	51
3.3. Cimentaciones profundas.	53
3.3.1. Pilas.	55
3.3.2. Pilotes.	59
3.3.2.1. Clasificación de pilotes de acuerdo al material de que están contruidos.	59
3.3.2.2. Clasificación de pilotes de acuerdo a su forma de transmitir la carga.	66
3.3.2.3. Clasificación de los pilotes según su procedimiento constructivo.	71
3.3.2.4. Pilotes especiales.	78
<b>Capitulo 4</b> Análisis y alternativas de cimentación.	82
4.1. Análisis de las teorías de mecánica de suelos.	83
4.2. Alternativas de cimentación.	103
4.3. Decisión y diseño de la cimentación a emplear.	104
<b>Capitulo 5</b> Procedimiento constructivo para la cimentación.	111
5.1. Pilotes de concreto precolados.	112
5.2. Hincado de pilotes precolados.	125
5.3. Control de calidad.	128
Conclusiones.	132
Bibliografía.	

## INTRODUCCIÓN

El diseño y la construcción de las cimentaciones que se realizan en la Ciudad de México y el Área Metropolitana, tienen una importancia especial, ya que presentan una mayor dificultad debido a que en ellas se encuentran una serie de características que difieren de muchas otras del resto del país e inclusive del mundo, puesto que en estas cimentaciones de la Ciudad de México y el Área Metropolitana, las características mecánicas de los grandes depósitos lacustres del Valle de México, el fenómeno de hundimiento del terreno debido a la gran explotación de los mantos acuíferos subterráneos y la sismicidad de la zona donde se encuentra enclavada, son factores principales que influyen significativamente en el diseño y construcción de cualquier estructura así, como en su cimentación.

Lo anterior se ve unido en la construcción y los métodos utilizados, puesto que con la determinación del método de construcción más adecuado se determinara con gran aproximación el futuro funcionamiento de la cimentación. Es por esto que en el presente trabajo se realiza la investigación de una cimentación profunda y se explican las ventajas que se consideraron para que fuera funcional y eficiente. La investigación consta de cinco capítulos en el primero se trata la red general del Sistema Colectivo Metro de la Ciudad de México en sus líneas actuales y los proyectos de futuras

líneas, además del proyecto general del Metropolitano Línea "B" de la Ciudad de México, llamándose Metropolitano por el hecho de tocar al Estado de México y ser identificado por una letra como lo es la "B", ya que se acordó que todo sistema de transporte de este tipo que tocara al Área Metropolitana se le llamaría Metropolitano y se identificaría con una letra, un ejemplo de esto lo es el Metropolitano Línea "A" que va de Pantitlán a La Paz, en el Estado de México. También se hace un análisis de la población que necesita esta nueva línea de transporte para trasladarse al Distrito Federal. En el segundo capítulo se describen los tipos de suelos y la estratigrafía en la Ciudad de México, ya que es indispensable puesto que con el conocimiento de las características de los suelos se pueden estudiar diferentes alternativas para realizar una cimentación adecuada a las necesidades que se tengan. En el tercer capítulo se mencionan los diferentes tipos de cimentación que pueden ser utilizados para la construcción de la cimentación del tramo elevado del Metropolitano Línea "B" de la Ciudad de México. En el cuarto capítulo se analizan las alternativas que se tenían para la realización de dicha cimentación, así como la decisión que fue definitiva, la cual cumplía con todos los requerimientos de la obra. Finalmente en el quinto capítulo se describe el procedimiento constructivo que se llevo a cabo en el tramo elevado del Metropolitano Línea "B" de la Ciudad de México.

# **CAPITULO 1**

## **ANTECEDENTES**

## **1.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LAS LÍNEAS EXISTENTES DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO (S.T.C.) DE LA CIUDAD DE MÉXICO.**

Para mejorar las condiciones sociales y económicas de los mexicanos, que se ven afectados por la sobrepoblación, el gobierno se obliga a crear una infraestructura que satisfaga sus necesidades, de ello surge un sistema de transporte urbano que le facilita a la población su traslado de un lugar a otro.

Este desarrollo del transporte tiene como objetivo fundamental mejorar las condiciones de la vialidad urbana y las condiciones de vida de los usuarios, por lo cual siempre tiene en cuenta que se le debe de dar un buen servicio a la comunidad y parte de eso se refleja en los beneficios que tiene el sistema de transporte colectivo metro como, son los siguientes:

- Reordenar el servicio de los diversos modos de transporte público.
- Reducir los niveles de contaminación ambiental.
- Sustituir el uso de vehículos automotores, mejorando con ello la circulación vial.
- Optimizar la infraestructura vial y de transporte público en general.
- Reducir las horas hombre empleadas por la población en transporte.

A continuación se describe en forma general el desarrollo del Sistema de Transporte Colectivo Metro, que para el año 2020 prevé dotar a los habitantes de la Ciudad de México, con una red general de 483 km. de longitud del metro y trenes ligeros.

### Líneas ya construidas:

LÍNEA	LOCALIZACIÓN	EXTENSIÓN KM.	ESTACIONES NO.	TIPO
1	OTE-PTE, Calzada de Zaragoza a la Av. Observatorio en Tacubaya.	18.825	20	Subterráneo
2	PTE-OTE, Toreo a Zócalo para continuar hasta Tasqueña.	23.430	24	Subterráneo Superficial
3	N-S, Indios Verdes a Av. Universidad.	23.600	21	Subterráneo Superficial
4	N-S, Martín Carrera a Santa Anita.	10.800	10	Subterráneo Superficial
5	N-S, Politécnico a Pantitlán.	15.675	13	Superficial Subterráneo
6	N-PTE a N-OTE, Rosario a Martín Carrera.	13.948	11	Superficial Subterráneo
7	N-S, Rosario a Barranca del Muerto.	18.399	14	Superficial Subterráneo Túnel
8	N-S, Eje Central Lázaro Cárdenas y Eje 1 Norte hasta Calzada Ermita Iztapalapa.	20.700	19	Superficial Subterráneo
9	N-PTE a N-OTE, Tacubaya hasta Pantitlán.	15.400	12	Elevado Superficial Subterráneo
A	N-S, Pantitlán a la Paz, en el Estado de México.	17.000	10	Superficial Subterráneo



## 1.2. PROYECTOS DE NUEVAS LÍNEAS.

El plan maestro del metro y trenes ligeros, es producto de un minucioso y complejo trabajo, apoyado en avanzadas técnicas de procesamiento, modelización y simulación: cuyos objetivos generales, con visión metropolitana, se apegan a las políticas de desarrollo urbano del Distrito federal y del programa integral de transporte y vialidad.

La elaboración de este plan se apoyó principalmente en información recopilada en diferentes dependencias encargadas del desarrollo urbano y el transporte, en los resultados de la encuesta de origen y destinos de los viajes en el área metropolitana de la Ciudad de México, y en estudios complementarios de campo.

A continuación se exponen las etapas de ampliación de la red de líneas del metro y trenes ligeros al año 2003, que permitirá ahorrar diariamente 400,000 lts. de hidrocarburos y 275,000 horas hombre.

**Tabla 1.2.1 Etapa de planeación de 1996-2003**

ETAPA 1996-2003		
LÍNEA N.	ORIGEN-DESTINO	LONGITUD Km.
B *	BUENAVISTA-CIUDAD AZTECA	21.80
7 SUR	BARRANCA DEL MUERTO-SAN JERONIMO	5.26
8 NORTE	GARIBALDI-INDIOS VERDES	6.29
8 SUR	ESCUADRÓN 201-ACOXPA	9.31
12 PTE.	ATLALILCO-MIXCOAC	9.72
TOTAL		52.38
CAPTACIÓN ESPERADA DE USUARIOS/DÍA LABORABLE		6.40
		MILLONES

\* Línea "B" en construcción.

**Tabla 1.2.2. Etapa de planeación de 2003-2009**

<b>ETAPA 2003-2009</b>		
LÍNEA N.	ORIGEN-DESTINO	LONGITUD KM.
4	MARTÍN CARRERA-SANTA CLARA(*)	17.52
5	POLITECNICO-TLALNEPANTLA(*)	
13	SAN LAZARO-TLATELOLCO(*)	
10	BUENAVISTA-ESTADIO OLÍMPICO	13.21
11	SANTA MONICA-BELLAS ARTES	19.96
TOTAL		50.69
CAPTACIÓN ESPERADA DE USUARIOS/DÍA LABORABLE		7.50
		MILLONES

(\*) Opciones más factibles . Las restantes serían realizadas dentro del horizonte 2020.

**Tabla 1.2.3. Etapa de planeación de 2009-2020**

<b>ETAPA 2009-2020</b>		
LÍNEA N.	ORIGEN DESTINO	LONGITUD KM.
6	MARTÍN CARRERA-VILLA ARAGÓN	4.80
9	TACUBAYA-OBSERVATORIO	1.46
B	BUENAVISTA-HIPODROMO	7.46
10	E. OLÍMPICO-CUICULCO	18.64
12	MIXCOAC-SANTA LUCIA	12.31
13	PARQUE NAUCALLI-TLATELOLCO	17.49
<b>METRO A RODADURA FÉRREA</b>		
C	EL ROSARIO-CUATITLAN IZCALLI	24.90
D	SANTA CLARA-OJO DE AGUA/COACALCO	27.73
TOTAL		114.78
<b>TRENES LIGEROS</b>		
ADICIONALMENTE, SE PREVEÉ LA CONSTRUCCIÓN DE LÍNEAS NUEVAS DE TREN LIGERO, A CARGO DEL SERVICIO DE TRANSPORTES ELÉCTRICOS QUE COMPLETARAN LA RED DEL METRO ATENDIENDO CORREDORES DE MEDIANA DEMANDA.		126.53

**Tabla 1.2.4. Resumen de las etapas de planeación considerándose hasta el año 2020.**

<b>RED GENERAL DEL METRO Y TRENES LIGEROS AL HORIZONTE 2020</b>		
<b>TIPO DE LÍNEA</b>	<b>KILOMETRAJE</b>	<b>PASAJEROS ESPERADOS MILES</b>
14 LÍNEAS DE METRO RODADA NEUMÁTICA	304,00	8.30
3 LÍNEAS DE METRO RODADA FÉRREA	53,00	1.50
10 LÍNEAS DE TREN LIGERO	126,00	3.00
<b>TOTAL</b>	<b>483,00</b>	<b>12.80</b>

(\*)Incluye las 10 líneas en operación actualmente y la "B" en construcción.

### 1.3. PROYECTO GENERAL DE LA LÍNEA B.

El programa maestro del metro, contempla en su quinta etapa de ampliación, la construcción de la línea 10, en la zona norte de la ciudad de México con dirección poniente-oriente que va de la terminal Irrigación a la terminal villa de Aragón.

En la pasada administración, se estableció la política de integración del transporte en el área metropolitana, por lo que se vió la necesidad de continuar su trazo, hacia el Estado de México a través de la avenida Central desarrollándose hasta ciudad Azteca, pasando la jurisdicción de los municipios de Nezahualcoyotl y Ecatepec.

En su primera fase se tiene prevista la construcción de la línea con una terminal provisional en Buenavista, hasta su terminal en ciudad Azteca, con las siguientes características:

#### LONGITUD DE LA LÍNEA

En el Distrito Federal	12.218 km.
En el Estado de México	9.081 km.
Total	21,299 km.

#### NUMERO DE ESTACIONES

En el Distrito Federal	
En el Estado de México	14
Total	8

#### COLONIAS SERVIDAS

En el Distrito Federal	21
En el Estado de México	19
Total	40

ESTACIÓN	UBICACIÓN
Euenavista.	Sobre el eje 1 norte, a la altura de la avenida Insurgentes frente a la estación de los ferrocarriles, en solución subterránea superficial.
Guerrero.	Sobre la avenida Insurgentes y antes de llegar a la Línea 3 se localiza está estación haciendo correspondencia con la estación del mismo nombre.
Garibaldi.	Sobre el eje 1 norte a la altura del paseo de la reforma se localiza está estación en donde hará correspondencia con la línea 8.
Lagunilla.	Siguiendo en dirección oriente sobre el eje 1 norte en la calle de Brasil.
Tepito.	Sobre el eje 1 norte a la altura de Manuel Doblado.
Morelos.	Sobre la Av. del Trabajo, para hacer correspondencia con la línea 4 en la estación Morelos.
San Lázaro.	En la Av. Del Peñón emerge la línea del metro haciéndose elevada, y es ahí donde se localiza está estación.
Gran Canal.	En la Av. del Peñón gira al oriente y en este tramo se localiza la estación Gran Canal, la que hará correspondencia con la línea 1.
Romero Rubio.	Posteriormente la línea cruza el gran canal para seguir por la Av. África, hasta llegar a la estación Romero Rubio.
Oceanía.	El trazo continua sobre la calle de Persia y se incorpora a la avenida, y llega a la estación Oceanía, en el cruce con la línea 5 con la cual hará correspondencia.

ESTACIÓN	UBICACIÓN
Bosque de Aragón.	El trazo continua por la Av. Oceanía para llegar a esta estación Bosque de Aragón y es aquí donde empieza en solución superficial.
Tesoro.	En el cruce con la Av. 602 por la calle 608, frente al bosque de Aragón.
Villa de Aragón.	Sobre la Av. 608, previendo su futura correspondencia con la línea 6 del metro
Continentes.	En este punto toma la Av. Central, entrando a la jurisdicción del Estado de México, manteniéndose en solución superficial hasta cruzar a desnivel la vía del ferrocarril. La estación se encuentra en el cruce con el Boulevard del mismo nombre.
Campestre.	Sobre la Av. Central a la altura de la calle de las Zapatas.
Río de los Remedios.	Sobre la Av. Central en dirección norte, después del cruce con Río de los Remedios.
Muzquiz.	Sobre la Av. Central y a la altura de la calle Gobernador Fernández se encuentra esta estación.
Tecnológico.	Sobre la Av. Central a la altura de la calle Gobernador Alfredo del Mazo.
Olímpica.	Sobre la Av. Central a la altura de la Av. Santa Teresa.
Plaza Aragón.	Sobre la Av. Central a la altura del futuro Centro de Servicios Metropolitanos de Ecatepec.
Ciudad Azteca.	En el cruce con el Boulevard Guerrero.

El proyecto de esta línea "B" se ha desarrollado aprovechando la experiencia por la construcción y operación de líneas anteriores y aplicando en lo que procede los avances de la tecnología mundial, adaptándose a las circunstancias especiales del Área Metropolitana de la Ciudad de México.

De acuerdo a las características de la estructura urbana y tomando en cuenta el factor económico, el Metropolitano Línea "B" se resuelve con tres tipos de solución: subterránea, elevada y superficial.

Solución subterránea. Se aplica en el tramo comprendido entre las estaciones Buenavista y Morelos en una longitud de 5.9 km.; se fundamenta principalmente en construir un túnel somero, partiendo de la construcción "in situ" de los muros Milán que soportarán los empujes del terreno, apuntalando uno contra otros cuando se vacíe el espacio entre ellos para poder construir la losa del piso y la losa del techo.

Solución elevada. Se aplica en el tramo comprendido entre San Lázaro y Oceanía en una longitud de 4.4. km. Se logrará a base de puentes, integrados por cimentación a base de pilotes de fricción y zapatas, columnas de concreto y superestructuras de trabes prefabricadas presforzadas.

Solución superficial. Se aplica entre las estaciones Bosques de Aragón y los Talleres en Ciudad Azteca con una longitud de 13.4 Km, y se logra a base de un cajón de concreto, abierto en la parte superior, una losa inferior y dos muros laterales. El diseño se apoya fundamentalmente en que tenga una rigidez tal que pueda transmitir al suelo las fuerzas generadas por su propio peso y el del equipo rodante, evitando deformaciones, que pongan en riesgo la circulación normal de los trenes. En la figura 1.2. se muestra la red del metro con la Línea "B" integrada. En este caso particular, las estructuras de las estaciones se resolverá con cimentación compensada para soportar la estructura, instalaciones y cargas vivas.



### 1.3.1. LOCALIZACIÓN DEL TRAMO ELEVADO.

El metropolitano línea B de la ciudad de México se desarrolla con una estructura elevada de 4,271.00 mts. de longitud y cuenta con cuatro estaciones que son San Lázaro, Gran Canal, Romero Rubio y Oceanía, como se muestran en la figura 1.3.



FIGURA 1.3. LOCALIZACIÓN DEL TRAMO ELEVADO DEL METROPOLITANO LÍNEA B.

### 1.3.2. NECESIDADES DE LA OBRA.

El transporte urbano y la vialidad son uno de los problemas más serios que afronta la Zona Metropolitana del Distrito Federal; al igual que otros, su origen fundamental obedece al crecimiento acelerado de la población y el Metro es el único medio de transporte con capacidad para atender la generación de viajes en corredores de alta concentración de demanda. Por lo que se ve la necesidad de planear nuevas vías de comunicación y transporte para mejorar las necesidades de la población y brindarles un servicio satisfactorio a un costo accesible.

Después de haber realizado y analizado el estudio p̄evio de factibilidad de la obra, se determinó que la construcción de esta línea es muy importante, ya que con ella se beneficiará a una gran parte de la comunidad del Estado de México, la cual carece de transporte de este tipo en esa zona. En los estudios de factibilidad de trazo y perfil realizados para el programa maestro 1985, se definieron las opciones más viables a la luz de una planeación a nivel masivo, que incluía principalmente aspectos técnicos para la construcción de la línea, entre estos se destacan los siguientes:

Análisis de interferencia.

Análisis Urbano.

Análisis Vial y de Transporte.

Por otra parte, para poder confinar la circulación del Ferrocarril Metropolitano Línea B, es necesario construir 14 puentes vehiculares, 4 en el Distrito Federal y 10 en el Estado de México, que además de cumplir con este objetivo resuelvan el cruce vial del tránsito transversal.

Otra de las necesidades de la obra, es la infraestructura para realizar un adecuado intercambio de modos de transporte de baja capacidad con el Metropolitano Línea B, por lo que se construirán 3 paraderos y se remodelará uno existente. Además, serán construidos 24 puentes peatonales.

### 1.3.3. UTILIZACIÓN DE OBRA.

El metropolitano Línea B de la Ciudad de México tendrá una gran utilización puesto que se enlazara directamente a las Delegaciones Cuauhtémoc, Venustiano Carranza y Gustavo A. Madero, del Distrito Federal con los Municipios de Nezahualcóyolt y Ecatepec en el Estado de México. Desahogará una importante demanda de transporte en la estación Ciudad Azteca, con lo que ayudara a descargar la entrada de vehículos por la supercarretera de Pachuca-México y la saturación de usuarios de la Línea Indios Verdes del metro.

Los beneficios que acarreará el ferrocarril Metropolitano Línea B serán de diversa índole: genéricamente en el Sistema Metropolitano de Transporte y específicamente en el fortalecimiento de la red actual del Sistema de Transporte Colectivo Metro, sobre todo en la vialidad, en el intercambio de medios de transporte, en la reducción de la contaminación ambiental, en el desarrollo urbano, en el desarrollo económico y en el desarrollo social.

Con esta obra se establece un sistema masivo de transporte entre la zona Nor-Oriente del Área Metropolitana y el Centro Histórico de la Ciudad de México, se crean las bases para continuar con el reordenamiento del transporte en la zona Nor-Oriente y en Buenavista se establecerá en forma directa la conexión entre la red Actual de Ferrocarriles Urbanos con la Red Nacional de Ferrocarriles y en San Lázaro se fortalece la conexión con la terminal Oriente de autobuses foráneos.

La red actual del Sistema de Transporte Colectivo Metro tiene 178.131 Km. y 154 estaciones; al añadirse una línea mas se aprovecha y fortalece ésta porque incrementa su longitud a 201 km. y su cobertura directa estableciendo el servicio en 16 nuevas estaciones: Buenavista, Lagunilla, Tepito, Gran Canal, Romero Rubio, Bosque de Aragón, Tesoro, Villa de Aragón, Continentes, Campestre, Río de los Remedios, Múzquiz, Tecnológico, Olímpica, Plaza Aragón y Ciudad Azteca.

Adicionalmente se crean cinco nuevas correspondencias para transbordo: Oceanía con Línea 5, San Lázaro con Línea 1, Morelos con Línea 4, Garibaldi con Línea 8, y en Guerrero con Línea 3, lo que contribuye a mejorar el equilibrio de la red actual.

La vialidad coincidente con esta Línea se regenerará en el tramo subterráneo restituyéndola y mejorando su imagen, en los tramos elevado y superficial se reconstruye generando una vía rápida de acceso controlado, de 5 carriles por sentido, en una longitud del orden de 19 Km. de vialidad; así mismo, se instalarán cobertizos, 14 puentes vehiculares, en los puentes vehiculares coincidentes con estaciones se dejaran bahías de ascenso y descenso, para pasajeros y se construirán paraderos.

El Metropolitano Línea B contribuirá a la disminución en la emisión de contaminantes a la atmósfera al satisfacer una demanda de 430 mil viajes-persona/día, reemplazará 2534 microbuses, 208 autobuses y 65,447 automóviles particulares al día, al crearse una vialidad de circulación continua se incrementará al doble la velocidad de circulación actual con lo que se evitara congestionamientos de transito y se disminuirá el ruido en forma considerable.

La obra considera incidir en el mejoramiento del entorno urbano en varios puntos del trazo.

La realización de esta línea apoyará la generación de empleos en la industria de la construcción al proporcionar 33,500 empleos al año en forma directa y 50,500 en forma indirecta.

A corto plazo se prevén los siguientes beneficios; reducción en los tiempos de viaje, ahorro en el costo del transporte, reducción del tránsito vehicular, zonas peatonales más seguras, zonas jardinadas, mayor seguridad de tránsito, menor contaminación ambiental e incremento de la plusvalía. A mediano plazo; renovación de áreas comerciales y céntricas, mayor calidad de vida, cambio de la estructura comercial, aumento en la inversión privada y mayores niveles de carga de pasajeros. A largo plazo; cambio en la distribución modal en favor del transporte público eléctrico masivo, más áreas habitables en el centro, renovación de las áreas habitables viejas y concentración de edificios habitables en el entorno de estaciones.

# **CAPITULO 2**

## **TIPOS DE SUELOS DE LA CIUDAD DE MEXICO.**



El conjunto de rellenos contiene además, capas de cenizas y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años o sea en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen en el citado relleno numerosos suelos producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales; estos suelos hoy transformados en paleosuelos, llevan el sello del clima en el que fueron formados, siendo a veces amarillos producto de ambientes fríos, y otras veces cafés y hasta rojizos. Producto de ambientes moderados a subtropicales.

Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México. Desde la fundación de Tenochtitlán, hace aproximadamente 600 años, los pobladores del lugar han tenido que enfrentarse a las características difíciles del relleno, hacia la mitad de este siglo, sus edificios y obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos por sedimentos transicionales, y en lo que va de la segunda mitad de la centuria, la Urbe se ha extendido aún más, rebasando los límites de la planicie y subiendo a los extensos flancos occidentales de la cuenca, espacio cubierto por los abanicos volcánicos de la sierra de las Cruces, conocido como Las Lomas. Sus depósitos clásticos difieren en mucho de los depósitos arcillosos superficiales del centro de la cuenca.

## MARCO PALEOCLIMATICO.

El clima uniforme cálido y a menudo desértico del plioceno, en las latitudes de la Meseta Central mexicana, cedió a climas cambiantes y extremosos del Pleistoceno. Las causas de esta mutación, que afecto a toda la tierra hace dos millones de años, aún se desconocen.

Principió el cambio con ligeras oscilaciones de periodos calurosos hasta hace un millón de años, cuando se inició una primera gran glaciación (Nebraska), con un duración aproximada de 100,000 años. Siguió un lapso de clima caluroso, el cual cedió renovadamente a un segundo periodo de glaciación prolongada (Kansas). Entonces se produjo un lapso extenso de clima caliente de unos 200,000 años. Este intervalo se denomina en Norteamérica el Yarmouth o el Gran Interglacial, que impero de 400,000 a 600,000 años en todo el orbe.

Siguió un tercer periodo glacial (Illinois), para el cual se han podido determinar dos avances separados por un periodo con clima moderado. Esta tercera glaciación terminó al desarrollarse de nuevo un clima relativamente cálido a lo largo de 100,000 a 80,000 años, se le conoce como el Tercer Interglacial o Sangamón en Norteamérica. De nuevo se fue enfriando el clima, imponiéndose la cuarta glaciación caracterizada por tres oscilaciones y dos estadales de clima moderado, que terminó hace 10,000 años aproximadamente. Entonces principió el Holoceno o Reciente, periodo climático moderado, tendiente a caliente o sea el actual.

De lo anterior se deriva que la cuenca de México, desde el cierre de Chichinautzin, ha pasado por dos periodos de glaciación, el Illinois y el Wisconsin y dos interglaciales, el Yarmouth y el Sangamon. Investigaciones recientes han permitido comprobar en el espacio de Las Lomas, depósitos formados por glaciales pertenecientes al Illinois. Debajo de las arenas azules de Santa Fe, especialmente en la mina Totolapa, se descubrieron restos inconfundibles de depósitos morrénicos, además de superficies pulidas en roca atribuidas exclusivamente a la acción glacial, en pequeños domos formados en el Pleistoceno Medio.

Las profundas barrancas de la Magdalena, de Santa Rosa y de la Cañada, caracterizadas por su sección clásica en U, se han podido identificar como productos de erosión glacial. Representan estas tres barrancas avances del Illinois Tardío, pues sus depósitos morrénicos y los pulimentos y estrías en sus paredes aparecen cubiertos localmente por suelos rojizos arcillosos, atribuidos al Tercer Interglacial, ó sea el Sangamon.

Uno de los productos típicos acompañado de la existencia de glaciares son los suelos eólicos. Las llamadas brisas del valle y de la montaña que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciares transformándose en vendavales.

## MARCO VULCANOLOGICO.

Todo el material contenido en los depósitos de la cuenca del valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico. De origen volcánico directo son, por ejemplo, las lavas de los domos pliocénicos del cerro de Chapultepec y del cerro del Tepeyac. Lo son también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón de Marqués, así como las de la sierra de Santa Catarina con su hilera de conos escoriaáceos juveniles rodeados de lavas, y las coladas recientes del Pedregal de San Ángel originadas en el Xitle. Los productos de estos derrames volcánicos menores no compiten en variedad y volumen con los de un volcán grande, como lo es el cerro de San Miguel, que se eleva al SW de la Ciudad de México. Este complejo volcán con calderas múltiples, estuvo activo desde finales de Plioceno hasta hará algo más de 100,000 años, habiendo producido en un lapso de dos a tres millones de años erupciones pumíticas de gran volumen y energía, varios kilómetros cuadrados de lavas, además de extensos laharaes calientes y fríos, avalanchas ardientes y otros numerosos tipos de materiales piroclásticos, que han contribuido a los extensos abanicos volcánicos que se conocen como Formación Lomas.

Entre las erupciones más espectaculares, ocurridas en el Pleistoceno Superior, destacan las conocidas arenas azules que irrumpieron al formarse la caldera del cerro de San Miguel hará 170,000 años; es decir, a mediados de la Tercera Glaciación. Al precipitarse los piroclásticos sobre las superficies glaciales en las cumbres del volcán el vapor producido generó lahares calientes

que descendieron con velocidades extraordinarias avanzando a distancias hasta de 20 km. del cráter, para terminar en las barrancas de Tarango, Tacubaya y San Ángel.

Así como se produjeron lahares calientes hubo también ocasiones en las que en el curso de la actividad volcánica resultaron lahares fríos (corrientes de lodo), arrastrando extraordinarios bloques de roca en una matriz areno-lodosa. Efectivamente, superpuesto a los depósitos de morrenas en Tacubaya y Tarango, se reconoce un potente lahar ciclópeo que debe haber descendido de la región de Cuajimalpa a finales del avance glacial del Illinois Inferior, antes de la erupción de las arenas azules.

En el renglón de depósitos volcánicos indirectos se deben mencionar las acumulaciones de polvo eólico. Las regiones volcánicas que de por sí abundan en detritos finos derivados de cenizas volcánicas. El viento levanta este polvo y lo transporta a veces a grandes distancias; si el viento lo deposita en laderas durante periodos de clima frío, se transforma en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convierten en tobas amarillas que tanto abundan en las Lomas. Sin embargo, si se depositan en un lago, sus partículas se hidratan, transformándose en arcillas.

Por otra parte, si se asientan durante un Interglacial, o sea cuando impera clima relativamente caliente, se producen suelos con coloides debido a la actividad fitológica más intensa; estos suelos con el tiempo se transforman en tobas rojizas arcillosas. Los suelos rojos, ricos en coloides, son característicos del Sangamon.

Relacionados con los periodos glaciales, especialmente a finales de ellos, están los deshielos, por los cuales crecieron arroyos y ríos caudalosos.

Los deshielos generaron potentes depósitos fluviales que se reconocen hoy en numerosos puntos de Las Lomas, así como al pie de ellas en la transición a la planicie central, formando abanicos aluviales y deltas.

## 2.1. ZONIFICACIÓN DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

### 2.1.1. ZONA DE LOMAS.

En la formación de la zona de Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la sierra de las Cruces:

- Horizontales de cenizas volcánicas.
- Capas de erupciones pumíticas.
- Lahares.
- Avalanchas ardientes.
- Depósitos glaciales.
- Depósitos fluviales.
- Depósitos fluvioglaciales.
- Suelos.

Eventualmente se encuentran rellenos no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar los accesos y galerías de minas antiguas.

Todos estos materiales representan condiciones irregulares de compacidad y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona: por ello, exceptuando a los cortes en lahares compactos, y los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla.

**Tobas y lahares fracturados.** Estos materiales pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que generan bloques potencialmente inestables, estos bloques pueden activarse, bajo la acción de un sismo o por efecto de la alteración de las superficies de fracturamiento, al estar sometidas a un humedecimiento producto de la infiltración de escurrimientos no controlados. En algunos casos, las fallas locales en la superficie del corte podrían generar taludes invertidos de estabilidad precaria.

Un aspecto significativo de las tobas, es que algunas de ellas son muy resistentes al intemperismo y que incluso endurecen al exponerse al ambiente mientras que otras son fácilmente degradables y erosionables.

**Depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules.** Estos suelos están en estado semicompacto y se mantienen en taludes verticales debido principalmente a la cohesión aparente generada por la tensión superficial asociada bajo contenido de agua; por tanto, el humedecimiento o secado de estos materiales puede provocar la falla de los cortes.

**Lahares poco compactos, depósitos glaciales y fluvioglaciales.** Estos depósitos presentan una compactidad y cementación muy errática, por lo que la erosión progresiva de origen eólico y fluvial tiende a generar depósitos de talud creciente, que sólo detiene su avance cuando alcanzan el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

De la descripción anterior se concluye que los principales agentes de activación son el agua y el viento, por lo cual es necesario proteger estos materiales contra un intemperismo prolongado.

De acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, la zona I o de lomas, se localiza al poniente y al sur de la Ciudad de México, que corresponde a las faldas de los macizos montañosos que rodean el Valle de la Ciudad de México, así como también una fracción de la Sierra de Guadalupe al norte. Ver figura 2.2.

Esta zona esta formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que puede existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena.

El cimentar en la zona de lomas tiene gran ventaja, ya que presenta una capacidad de carga alta, lo cual permite la utilización de cimentaciones someras que da como resultado una menor problemática para su elaboración y con ello una mayor factibilidad económica. Sin embargo se tiene que tener cuidado, ya que pueden presentarse algunos extractos intercalados de arena por ejemplo que darían asentamientos a la estructura no deseados, por lo cual se debe realizar su respectivo estudio de mecánica de suelos, para tener conocimiento pleno del suelo.

## 2.1.2. ZONA DE TRANSICIÓN.

Es la franja comprendida entre la zonas de Lago y la zona de Lomas; en esta zona se alternan estratos arcillosos depositados en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago.

La frontera entre las zonas de transición y del lago se definió donde desaparece la serie arcillosa inferior que corresponde aproximadamente con la curva de nivel donde la Capa Dura esta a 20 mts. de profundidad respecto al nivel medio de la planicie.

Esta zona de transición se divide en subzonas, que se establecen en función de su cercanía a la zona de Lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos; se identifican así las transiciones alta y baja, que se describen a continuación.

a) Transición alta. Es la subzona de transición más próxima a la zona de Lomas; presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de las Lomas.

La estratigrafía comúnmente encontrada tiene las características que se muestran en la tabla 2.1.2.

**Tabla 2.1.2. Propiedades de la zona de Transición.**

<b>Estrato</b>	<b>Espesor en mts.</b>	<b><math>\gamma</math> en t/m<sup>3</sup></b>	<b>c en t/m<sup>2</sup></b>	<b><math>\phi</math> en grados</b>
Costra superficial.	8 a 10	1.6	10	20
Suelos blandos.	4 a 6	1.3	5	0

b) Transición baja. Corresponde a la transición vecina a la zona de Lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limoarenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratificación compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.

Por lo anterior, puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la zona de Lago, teniendo en cuenta que:

- I) La costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme.
- II) Los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de veinte metros.
- III) Existe interestratificación de arcillas y suelos limoarenosos.
- IV) Se presentan mantos colgados.

c) Transición abrupta cercana a los cerros. Es la transición entre la zona de lago y cerros como el del Peñón de los Baños, en la que las arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado.

De acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, la zona II o de Transición esta localizada al sur y al noreste de la Ciudad de México, entre la zona de lago y la zona de lomas, se le denomina zona de transición ya que sirve de separación a dos zonas con características muy distintas. Ver figura 2.2.

En esta zona los depósitos profundos se encuentran a 20 metros de profundidad, o menos, y está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros. Por lo tanto, el problema de cimentar en esta zona es un poco complicado, ya que se tiene que hacer un estudio minucioso y a detalle del suelo puesto que algunos lugares presentan características de zona de lomas y en otros características de zona de lago, lo cual no permite conocer en una primera instancia que tipo de cimentación utilizar y esto implica tener que conocer el resultado de los estudios realizados para poder determinar con exactitud el tipo de cimentación más conveniente a utilizar.

### 2.1.3. ZONA DE LAGO.

#### Procesos de formación de los suelos.

Los suelos arcillosos blandos son consecuencia del proceso de depósito y de alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; el proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas, eventualmente en los periodos de sequía ocurrían también erupciones volcánicas, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

El proceso descrito formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separada por lentes duros de limos arcillo-arenosos, costras secas y/o por arenas basálticas o pumíticas productos de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras producidas por deshidratación solar tienen cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia y, aun llegan a desaparecer, al centro del mismo. Esto último se observa en el antiguo lago de Texcoco, demostrando que esta región del lago tuvo escasos y breves periodos de sequía.

## **Evolución de las propiedades mecánicas.**

a) Consolidación natural. El proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, excepto en las costras duras, que se consolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar y que en su parte inferior formaban una zona ligeramente preconsolidada. Considerando que la masa del suelo predominante era muy blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y seguramente muy similar en cualquier punto del lago. Es factible que en el lago Texcoco, que prácticamente no sufrió etapas de sequía, y donde el contenido salino de sus aguas era más alto, las arcillas fueran algo más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.

b) Consolidación inducida. El desarrollo urbano en la zona lacustre de la cuenca del Valle de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación, en el que se distinguen los siguientes factores de influencia:

- La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de viviendas y pirámides, así como para el desarrollo de zona agrícolas .

- La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras, que provocó el abatimiento del nivel freático, lo a su vez incremento el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la masa de arcilla.

- La extracción del agua del subsuelo que ha venido consolidando progresivamente a las arcillas desde los estratos más profundos hasta los superficiales.

- La construcción de estructuras.

c) Resistencia al corte.

### **Características estratigráficas.**

a) Costra superficial (CS). Este estrato esta integrado por tres substratos que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber:

**Relleno artificial (RA)**. Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.

**Costra seca (SS)**. Se formó como consecuencia de una disminución del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.

b) Serie arcillosa lacustre superior. El perfil estratigráfico de los suelos del lago, entre la superficie y la llamada capa dura, es muy uniforme; se pueden identificar cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobre cargas superficiales y bombeo profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios. A esta parte se le identificará como serie arcillosa lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y 50 mts aproximadamente.

c) Capa dura. La capa dura son depósitos de limo arenoso con algo de arcilla y ocasionales gravas, con una cementación muy heterogénea; su espesor es variable, desde casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos cinco metros en lo que fueron las orillas del lago. Desde el punto de vista geológico, este estrato se desarrolló en el periodo Interglacial Sangamon.

d) Serie arcillosa lacustre inferior. Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior; el espesor de este estrato es de unos quince metros al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas.

e) Depósitos profundos. Son una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio; la parte superior de estos depósitos, unos cinco metros, está más endurecida, y por abajo se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

A esta zona, de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, se le llama zona III o de Lacustre, la cual se localiza al norte, oriente y centro de la Ciudad de México, y está integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o de arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a los 50 metros. Ver figura 2.2.

La zona limitada por la Calzada de Nonoalco al norte, del anillo de Circunvalación al oriente, el Viaducto Miguel Alemán al sur, Ave. Melchor Ocampo al poniente, es la que ha sufrido mayores alteraciones en su estructura. Estas alteraciones se deben principalmente a los efectos de la extracción de agua de los mantos profundos a través de pozos para abastecer de agua a la población, ya que sobre ella han actuado, las sobrecargas de los antiguos templos indígenas en la época prehispánica, los edificios coloniales, las modernas y crecientemente pesadas construcciones que la ocupan en la actualidad.

Lo anterior da como resultado que en esta zona se presenten los problemas mayores de asentamientos totales y diferenciales. Es allí donde las propiedades mecánicas del suelo tienen más variaciones y en la que, por consiguiente, los problemas a resolver para las cimentaciones son cuantitativa y cualitativamente mayores.

La zona restante se encuentra menos alterada por bombeos y sobrecarga. En ella los efectos que pueden originar nuevas estructuras, crearán problemas ligeramente menores, cuya solución puede aplicarse a mayores áreas, ya que las condiciones mecánicas no varían tan frecuentemente de un punto a otro.

La estratigrafía del tramo elevado del metropolitano línea "B" de la Ciudad de México, pertenece a la zona de "lago", que como se mencionó anteriormente es de gran contenido de arcilla altamente compresible por lo que cimentar en esta zona requiere de un

estudio cuidadoso y analítico para determinar que tipo de cimentación es la más adecuada para que cumpla con las especificaciones requeridas por el proyecto.

En la tabla 2.1.3. se muestran algunas propiedades en forma general y aproximada de los materiales que se presentan y son característicos en la zona de lago, describiendo para cada estrato su espesor aproximado, peso volumétrico, cohesión y su ángulo de fricción interna, estos valores se obtuvieron a través de pruebas triaxiales realizadas y analizadas a diversas muestras.

**Tabla 2.1.3. Propiedades de los materiales en la zona de Lago.**

<b>Estrato</b>	<b>Espesor en mts.</b>	<b><math>\gamma</math> en t/m<sup>3</sup></b>	<b>c en t/m<sup>2</sup></b>	<b><math>\phi</math> en grados</b>
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
Costra arcillosa inferior	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	--

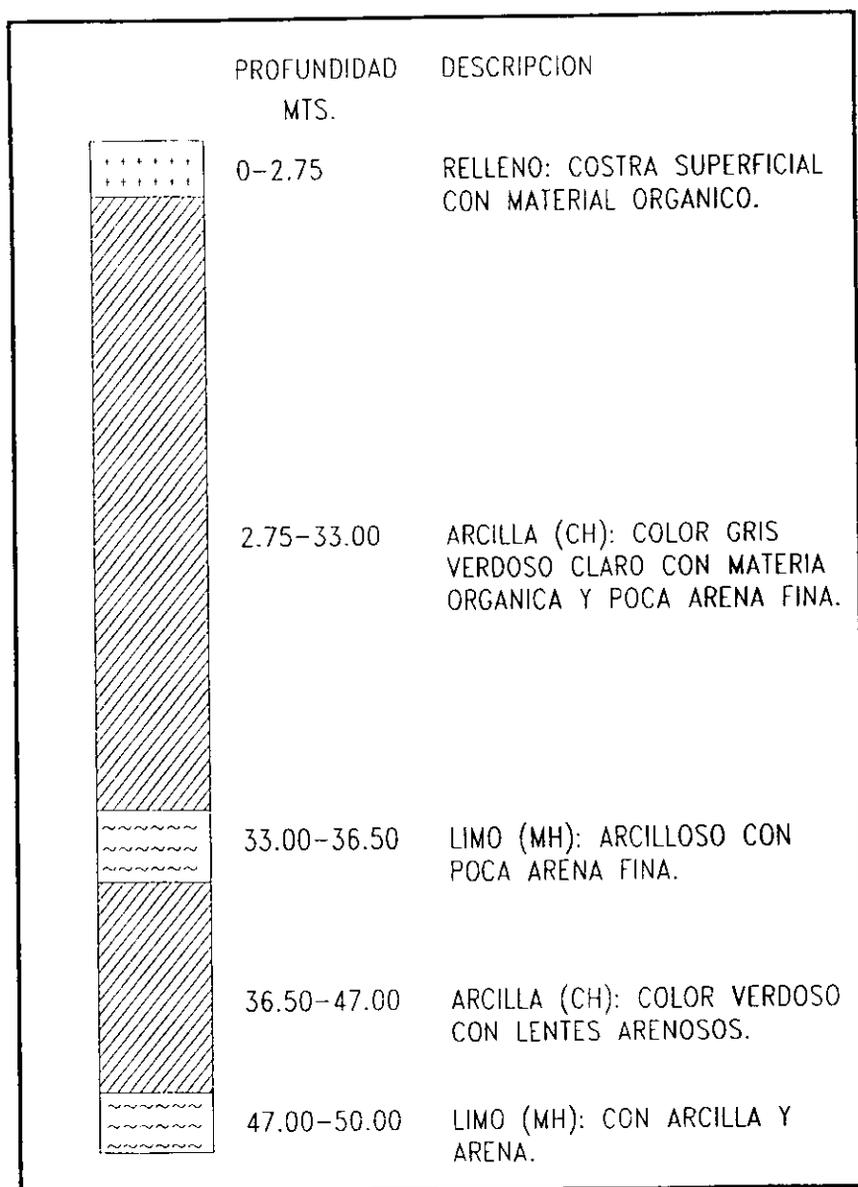


## 2.2. ESTRATIGRAFÍA DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN PARA EL TRAMO ELEVADO DEL METROPOLITANO LÍNEA B DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

El trazo de la vía del Metropolitano línea "B" de la Ciudad de México, se ubica en un 24% en la zona denominada de "Lago", la cual está formada por depósitos de arcilla blanda altamente compresible con espesores variables, otro 19% del trazo de la línea se encuentra ubicada en la zona denominada de "Transición", en esta zona aparecen depósitos superficiales de limos orgánicos cubiertos de arcillas volcánicas compresibles que se presentan en espesores variables con intercalaciones de arenas limosas o limpias. Todo el conjunto subyace a mantos predominantes de arena y grava, el otro 57% restante se encuentra en la zona de "Lomas" la cual esta constituida por suelos areno-limosos compactos con alto contenido de grava bien cementados.

El tramo elevado en la Ciudad de México se encuentra ubicado una parte en la zona de "Lago" y otra en la zona de "Transición".

La estratigrafía del terreno en el tramo elevado del metropolitano línea "B" de la Ciudad de México se muestra en el siguiente perfil estratigráfico. Ver figura 2.3.



**FIGURA 2.3. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL TERRENO EN EL TRAMO ELEVADO DEL METROPOLITANO LÍNEA "B" DE LA CIUDAD DE MÉXICO.**

# **CAPITULO 3**

## **TIPOS DE CIMENTACIÓN**

## TIPOS DE CIMENTACIÓN.

El conjunto de los estudios geológicos, físicos y mecánicos proporcionan los datos necesarios para la determinación del comportamiento del terreno durante el curso del tiempo, si está sometido a cargas importantes determinadas por un proyecto, será ya factible prever el tipo de cimentación que habrá de adoptarse así como en cada investigación la profundidad que será necesario alcanzar.

En toda construcción, las cimentaciones constituyen el elemento a través del cual se transmiten los esfuerzos de la estructura al terreno. Se trata, de un elemento de enlace o unión que ha de tenerse en cuenta tanto en las características de la construcción como en las del terreno. Tan anormal será imaginar por adelantado una cimentación para una determinada estructura, sin conocer previamente el terreno que se va a encontrar, como preocuparse únicamente del terreno sin inquietarse de la concepción general de la estructura.

Es, indispensable prever, por ejemplo, como va a comportarse la estructura, en presencia de asentamientos diferenciales entre los puntos de apoyo sucesivos. ¿Será capaz la estructura de asegurar una adecuada distribución de cargas hacia los puntos de mayor resistencia, o por el contrario, seguirá perfectamente las deformaciones del terreno ocasionando trastornos en las obras realizadas posteriormente?.

Todos estos factores han de ser examinados antes de definir cual es la solución técnica que mejor resuelva el problema. Sin embargo, siempre existirá otro aspecto de que intervendrá en última instancia: se trata del costo. En efecto, en algunos casos el problema podrá resolverse de varias formas, todas ellas igualmente satisfactorias, escogiéndose entonces la solución más económica y optima para las necesidades de la estructura.

La estructura y su cimentación constituyen, un conjunto más o menos rígido, siendo preciso tomar en consideración las deformaciones del conjunto sobre un terreno dado. Partiendo del conocimiento del suelo, debe considerarse no sólo la concepción de la cimentación sino además el conjunto formado por la estructura y la cimentación como un todo.

Estructuras con idénticas superficies y pesos pueden presentar comportamientos muy diferentes, aunque parezca a primera vista que sus condiciones de cimentación sean las mismas. Esto es debido a las especificaciones de cimentación que se requieran, y dependen en parte de la naturaleza de la estructura y su comportamiento respecto a los asentamientos diferenciales, ya que como este proyectada la estructura, un cierto asentamiento relativo entre dos puntos de apoyo sucesivos puede ser totalmente diferente.

En algunos casos la cimentación tendrá que trabajar en forma horizontal, evitando con esto la tendencia al volteo para lo cual se deben ver los efectos que causan a la estructura una serie de factores tales como: fuerzas eólicas, fuerzas sísmicas, oleajes y empujes de suelos etc.

Estas son las fuerzas que comúnmente se consideran, pero existen casos en que se tendrá que considerar para efectos de diseño, fuerzas dinámicas de gran magnitud (en el caso de edificios destinados a maquinaria industrial de gran peso y movimiento), además del clima reinante del lugar (agentes erosionantes más la temperatura y sus cambios extremos.)

Generalmente, las cimentaciones se clasifican en función de su profundidad, ya que presentan métodos de construcción muy distintos y se dividen principalmente en :

- Cimentaciones Superficiales.
- Cimentaciones Compensadas.
- Cimentaciones Profundas.

En las figuras 3.1. y 3.2. se muestra como se clasifican, las cimentaciones en función de su dimensión y profundidad de desplante.

CLASIFICACION SEGUN EL ING ENRIQUE TAMEZ

TIPO DE CIMENTACION		PROFUNDAS			SOMERAS	
ESTRUCTURA	MAGNITUD DE LA CARGA	PILATES Y PILAS	CAJONES	LOBAS	TAPAJAS	
	GRANDE					
	MECHICA					
RESISTENCIA		MUY BAJA	BAJA	MEDIA	ALTA	MUY ALTA
COMPRESIBILIDAD		MUY BAJA	BAJA	MEDIA	ALTA	MUY ALTA
TIPO DE SUELO						

FIGURA 3.1. SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION SEGUN SUS CARACTERISTICAS

CLASIFICACION SEGUN LOS INGS  
AGUSTIN DEMENEGUI  
FRANCISCO ZAMORA MILLAN  
MARGARITA PUEBLA CADENA

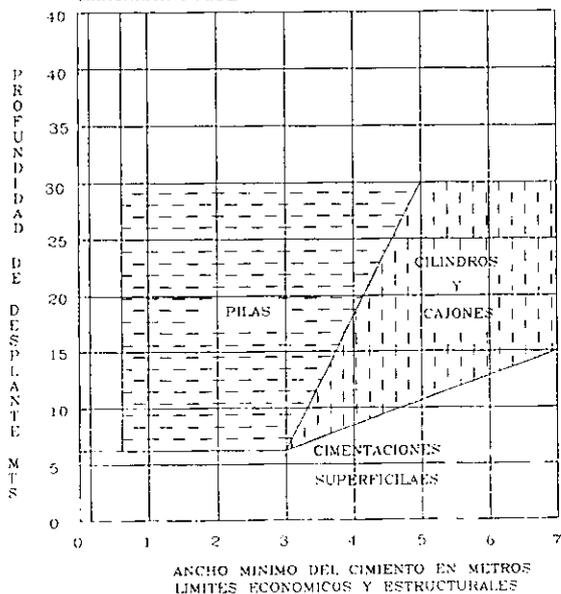


FIGURA 3.2. CLASIFICACION DE CIMENTACIONES EN FUNCION DE SU ANCHO VS PROF.

### 3.1. CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Una cimentación superficial es aquella estructura que transmite por presión bajo su base, esfuerzos o cargas directas al suelo. En este tipo de cimentaciones y como característica importante en el diseño, no se consideran los rozamientos laterales ya que generalmente la profundidad de desplante no supera al doble del ancho de dicha cimentación.

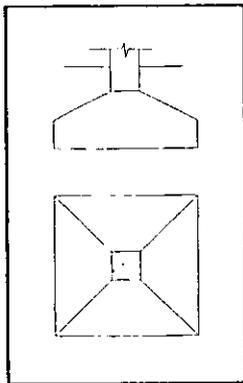
Se llevan a cabo cuando existe en el terreno, a poca profundidad, una capa suficientemente resistente para soportar la estructura. Por lo demás, esto no implica que la resistencia del terreno tenga que ser muy elevada, ya que como primera aproximación, sólo es preciso que sea igual al esfuerzo transmitido, utilizando la superficie total de la estructura, como en el caso de una losa de cimentación o placa general continua.

A este tipo de cimentaciones también se les conoce como cimentaciones directas, ya que descansan directamente sobre el suelo de desplante, casi completamente inalterado; la excavación de desplante no altera las condiciones en el espesor del estrato de apoyo.

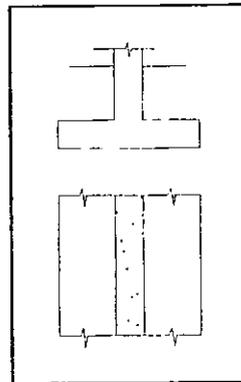
Según la resistencia del terreno y la importancia de las cargas transmitidas por la estructura, se consideran las siguientes clases de cimentaciones superficiales.

1.- Zapatas corridas, consisten en construir, debajo de los elementos estructurales por ejemplo muros, una zapata de concreto que repartirá las cargas sobre una superficie mayor (ver figura 3.4.). Estas se emplean para las construcciones ligeras, siendo su cálculo fácil y el armado relativamente sencillo.

2.- Zapatas aisladas, este tipo de cimentación soporta un elemento estructural individual, son mucho más anchas respecto a la base del elemento estructural o pilar que deben soportar (ver figura 3.3.). Este tipo de cimentación es muy empleado en el caso de presencia de una capa resistente de pequeño espesor, que descansa sobre otra menos resistente, pudiendo así disminuir los esfuerzos cortantes. Pero este tipo de cimentación no da rigidez al conjunto del edificio, y si la naturaleza del terreno exige una construcción rígida, ésta deberá estar asegurada por la estructura.

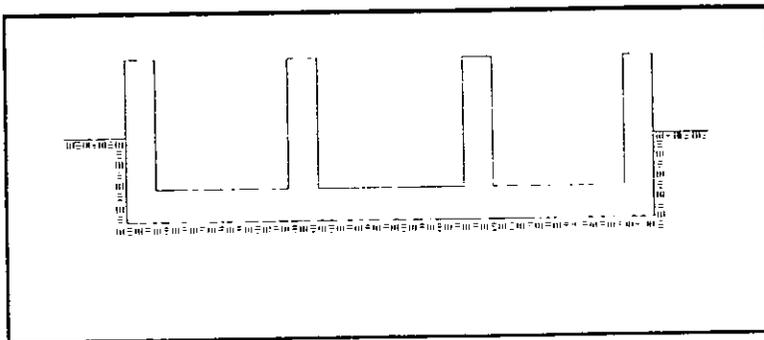


**FIGURA 3.3.**  
**ZAPATA AISLADA**



**FIGURA 3.4.**  
**ZAPATA CORRIDA**

3.- Losas de cimentación, Cuando el diseño y el cálculo de una cimentación indican que se requiere de una gran área de apoyo las zapatas son sustituidas por losas corridas de cimentación, estas permiten disponer de una superficie continua de apoyo por debajo de la estructura. En la parte interior de los elementos estructurales se construye una losa resistente que desempeña un doble papel u objetivo. Por una parte distribuye las cargas sobre una superficie mayor, asegurando un reparto uniforme de las presiones; y por otra parte une todos los puntos de apoyo dando un trabajo de conjunto, que asegura, de forma eficaz, si su espesor es suficiente, al igual que la rigidez del conjunto. Esta losa cubre toda la superficie de la estructura y en algunos casos puede incluso ser superior a la misma. (Ver figura 3.5.).



**FIGURA 3.5. LOSA CORRIDA DE CIMENTACIÓN.**

### 3.2. CIMENTACIONES COMPENSADAS.

Existen dos tipos principales de cimentaciones compensadas:

- Las cimentaciones totalmente compensadas que son aquellas que se desplantan a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada es iguala al peso de la estructura. (Ver figura 3.6.).
- Las cimentaciones parcialmente compensadas que son en las que el peso de la estructura es mayor al peso de la tierra excavada. (Ver figura 3.6.).

Estos tipos de cimentaciones están apoyadas en el terreno por medio de una losa corrida en el fondo de la excavación, sobre la que se apoyan contratrabes dispuestas en dos direcciones, muro de contención y losa tapa.

Este tipo de cimentación se acostumbra utilizar en terrenos altamente compresibles para distribuir la descarga neta y evitar así incrementos de presión en la masa del suelo que pudiera producir asentamientos intolerables. En otras palabras, permite contrarrestar o compensar una parte o toda la carga impuesta por la estructura, mediante los dos efectos siguientes:

- a) Sustitución del peso extraído del material.
- b) El efecto de flotación por el peso del líquido desplazado.

Por esto a estas cimentaciones se les conoce como compensadas o flotantes flotación. Para que este tipo de cimentaciones funcione bien, es preciso que el cajón determinado por la cimentación (losa) y los muros sean impermeables, con el objeto de aprovechar el efecto de flotación del terreno.

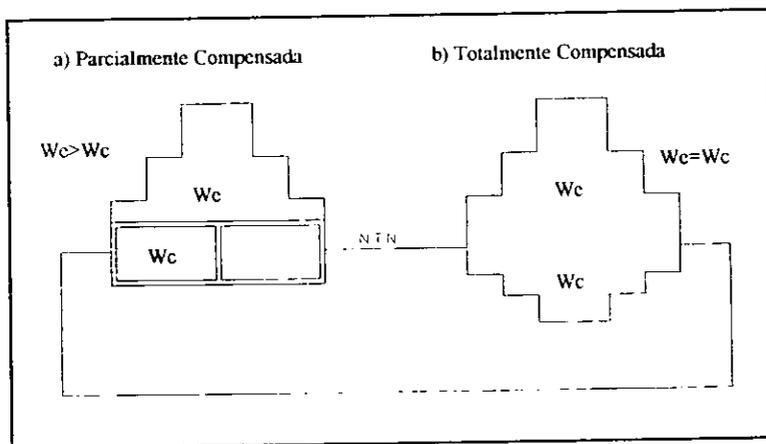


FIGURA 3.6. CIMENTACIONES COMPENSADAS.

### 3.3. CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Cuando a una cierta profundidad aceptable no existe una capa de terreno con resistencia adecuada para soportar el peso de la estructura, o sea, a varios metros por debajo del nivel de la estructura, es preciso profundizar aún más en el terreno hasta encontrar la capa conveniente para que soporte nuestra estructura sin problemas.

En el caso de que deban construirse estructuras pesadas sobre suelos muy compresibles, de tal manera que por medio de una cimentación compensada o una cimentación superficial razonablemente económica no sea posible controlar los asentamientos totales, deberá recurrirse a cimentaciones profundas.

Una cimentación profunda es aquella que trasmite cargas a estratos de suelo resistente que no se encuentran a poca profundidad, ya sea por apoyo directo en el estrato resistente (pilas o pilotes por punta), otra forma es por fricción o adherencia lateral que se genera entre el suelo y la cimentación (pilotes de fricción).

## CLASIFICACIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.

De acuerdo a las dimensiones de su sección transversal, las cimentaciones profundas generalmente se dividen en:

- a) Pilotes.
- b) Pilas.
- c) Cilindros.
- d) Cajones profundos.

De acuerdo con las dimensiones de su sección transversal, las cimentaciones profundas generalmente se dividen en "pilas", cuando su diámetro o lado es mayor de 60 cm., y "pilotes", para dimensiones menores. En el diseño y construcción de pilas y pilotes intervienen fundamentalmente tres variables:

1. La forma como transmiten las cargas al subsuelo.
2. El material con que están fabricadas.
3. Su procedimiento constructivo.

Todo lo anterior queda sujeto a la influencia de factores económicos, como los costos relativos de la mano de obra, materiales y maquinaria.

### 3.3.1. PILAS.

En el área de Ingeniería de cimentación el término de pila se dice que es un elemento estructural profundo que tiene la misma función que una zapata, es decir transmite la cargas a un estrato capaz de soportarlas, sin peligro de que falle ni de que sufra un asentamiento excesivo. Lo que hace la diferencia es la relación de profundidad con el ancho de la base de las pilas; esta relación debe ser mayor que cuatro mientras que a las zapatas esta relación nunca llega a ser mayor a dos. Además en pilas el cuerpo del elemento puede ser recto o tener campana, dando con esta ampliación en la base, mucho más capacidad de carga estructural en el cimiento.

Las pilas se fabrican en el lugar donde van a ser utilizadas "in situ", generalmente con concreto reforzado, aunque es factible usar concreto simple cuando se trata de pilas cortas en una región no sísmica. El colado se debe de hacer con una tubería tremie o con trompa de elefante para evitar la segregación y contaminación del concreto. Las pilas en general se diseñan y construyen para transmitir cargas verticales por punta a estratos profundos.

Pilas de punta. Se utilizan cuando el estrato de suelo superficial es blando y compresible, y cuando el peso y cargas de la superestructura  $Q$  son importantes. Una ventaja de las pilas radica en que se puede acampanar su base, aumentando así capacidad de transmitir carga (figura 3.7.).

Pilas de punta con empotramiento. Para incrementar la capacidad de carga de las pilas, se pueden empotrar una cierta profundidad E en el estrato resistente. La profundidad que se recomienda es la que sea posible constructivamente (figura 3.8.).

Pilas con carga horizontal. Las fuerzas horizontales permanentes de reacción de una estructura o temporales inducidas por un sismo se pueden recibir aunque en forma poco eficiente con pilas verticales.

Las pilas se clasifican como elementos de cimentación sin desplazamiento porque para su fabricación se extrae un cierto volumen de suelo que después es ocupado por el concreto.

En el cuadro siguiente y en las figuras 3.9. se muestra claramente la clasificación geométrica de los diferentes tipos de pilas.

	GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN
PILAS COLADAS " IN SITU" (D Ó A > 0.6 M)	CIRCULAR RECTANGULAR OBLONGA COMBINADAS

Donde

D = Diámetro de la sección.

A = Ancho de pilas oblongas o rectangulares.

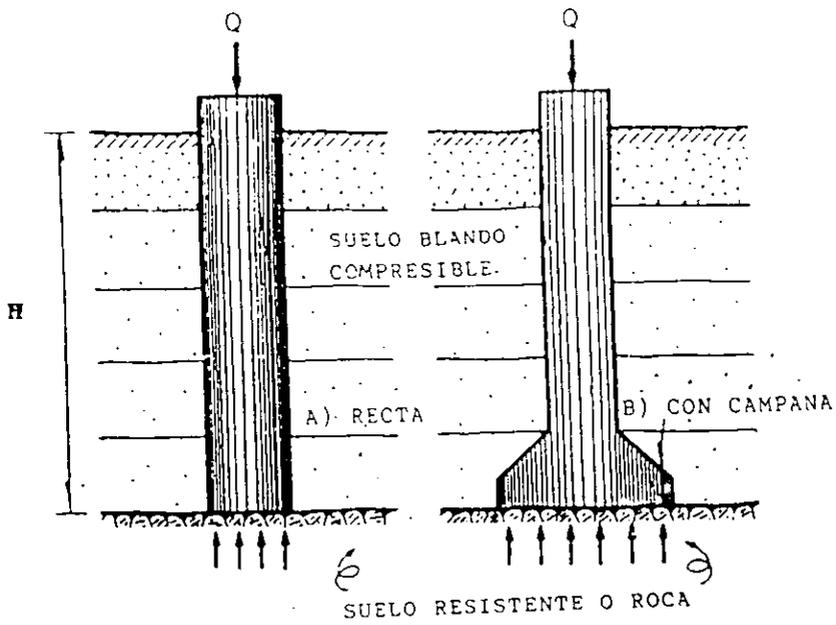


FIGURA 3.7. PILAS DE PUNTA.

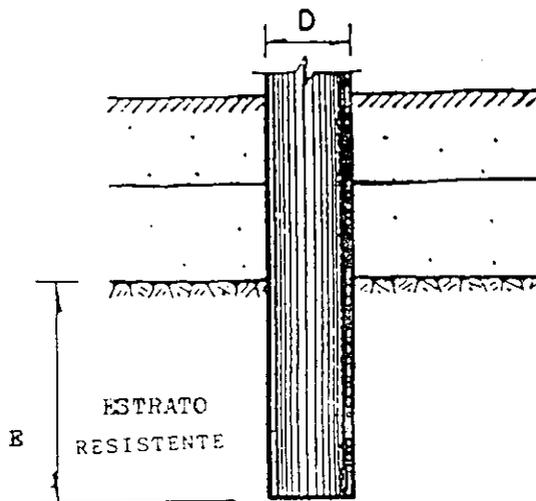


FIGURA 3.8. PILAS DE PUNTA CON ENPOTRAMIENTO.

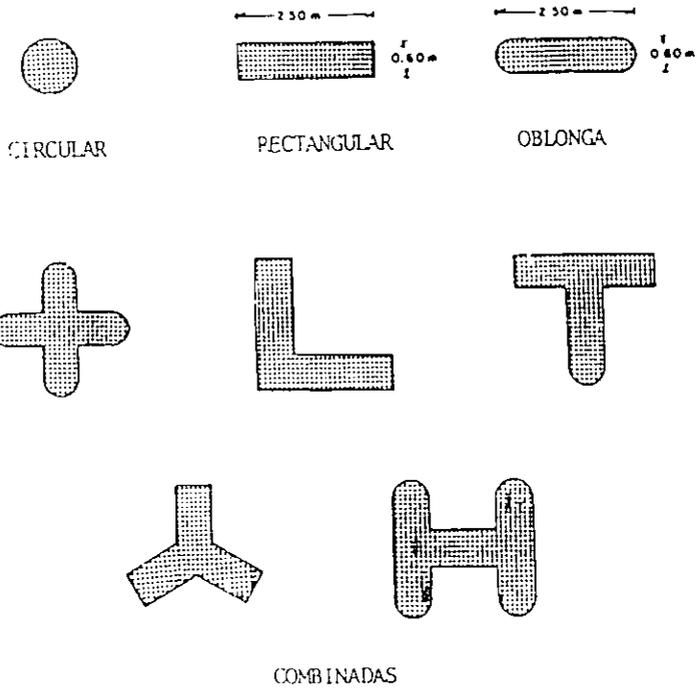
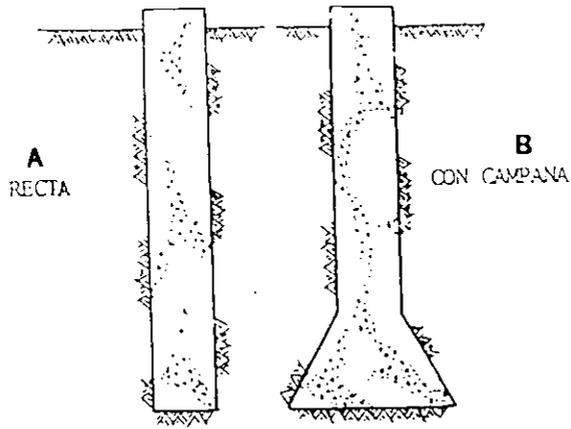


FIGURA 3.9. CLASIFICACIÓN DE LAS PILAS SEGÚN SU GEOMETRÍA.

### **3.3.2. PILOTES.**

Aunque actualmente existe un diverso número de formas para clasificar a los pilotes, se presentará a los grupos que contemplen a todos los existentes; y para ello recurriremos a sus características más importantes.

#### **3.3.2.1. CLASIFICACIÓN DE PILOTES DE ACUERDO AL MATERIAL DE QUE ESTÁN CONSTRUIDOS.**

Si para su clasificación tomáramos sólo en cuenta el material de que están fabricados, todos los pilotes quedarían contemplados en los siguientes grupos: pilotes de madera, pilotes de concreto, pilotes metálicos y pilotes compuestos.

A continuación se presentan las ventajas y desventajas que pueden ofrecer estos pilotes para ser usados como elementos de la estructura de cimentación.

#### **PILOTES DE MADERA.**

Los pilotes de madera se emplean desde hace mucho tiempo (en México desde la época precolombina). Se recomiendan cuando las condiciones del suelo son adecuadas y las cargas de columna son moderadas, los pilotes de madera proporcionan una cimentación económica y eficiente.

Los problemas que tienen estos pilotes es que el largo no puede ser mayor a 18 mts, se debe tener un almacén protegido de los agentes atmosféricos ya que la lluvia y el sol pueden maltratar la madera y deformarla perdiendo linealidad; aun tratados con aceite de creosota, otro y el más importante es que durante el hincado, por lo frágil de la madera se rompen pensándose que están penetrando por el golpe del martinete.

Los pilotes de madera han caído en desuso ante el desarrollo de los de concreto; su empleo ha quedado restringido a la cimentación de estructuras provisionales y de embarcaderos pequeños en donde se aprovecha la resistencia de la madera para soportar las fuerzas de impacto. La limitación fundamental de estos pilotes se tiene en su corta duración, ya que fácilmente se daña el tramo que queda sujeto a variaciones del nivel del agua, sobre todo cuando están en un ambiente aguas salobres. En este caso se puede recubrir con concreto el tramo expuesto a las variaciones de nivel.

## **PILOTES DE CONCRETO.**

A los pilotes de concreto los podemos dividir de acuerdo a su forma de construcción en dos grupos:

- a) Pilotes prefabricados.
- b) Pilotes fabricados en el sitio.

Pilotes prefabricados de concreto. Se fabrican con concreto simple, concreto reforzado, presforzado o posforzado, empleando cemento Portland normal o resistente a las sales, álcalis y silicatos del medio donde se hincarán. Se fabrican de una sola pieza o en segmentos que se pueden unir con juntas rápidas o soldando placas de acero que se dejan ex profeso en los extremos de cada tramo precolado.

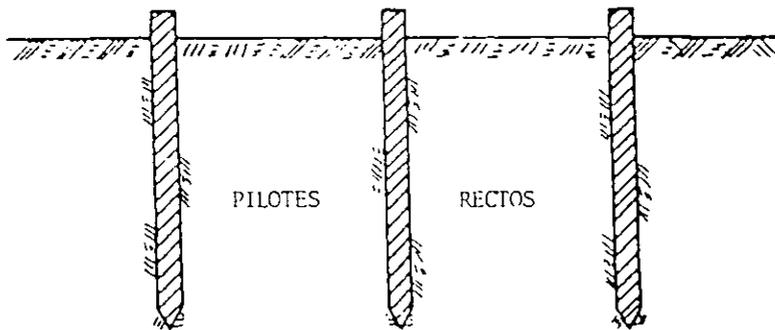
Estos pilotes son los de uso más frecuente por su durabilidad y facilidad con que se ligan a la superestructura. Sus limitaciones se relacionan con la dificultades de fabricación, manejo e hincado. En el cuadro siguiente y en la figura 3.10. se muestra claramente la clasificación geométrica de los diferentes tipos de pilotes de concreto prefabricado.

	GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN
PILOTES PREFABRICADOS (D Ó ST $\square$ 0.6 M)	TRIANGULAR
	CUADRADO
	HEXAGONAL
	OCTAGONAL
	CIRCULAR

Donde

ST = Sección transversal.

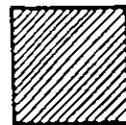
D = Diámetro de la sección.



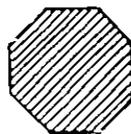
A) DE CONCRETO



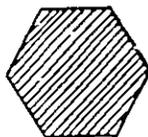
TRIANGULAR



CUADRADA



OCTAGONAL



EXAGONAL



CIRCULAR

FIGURA 3.10. CLASIFICACIÓN DE PILOTES SEGÚN SU GEOMETRÍA.

Pilotes de concreto fabricados en el sitio. En este caso nos referimos a los pilotes que son colados en el sitio donde van a trabajar y que por lo tanto no requieren del proceso de hincado. Para su construcción pueden seguirse dos diferentes procesos; el primero que consiste en introducir un forro metálico, el cual quedará enterrado al ser colado el pilote; el segundo, requiere también de un forro metálico, sólo que en éste caso el forro será retirado durante el colado o antes de este.

El colado se debe de hacer con una tubería tremie o con trompa de elefante para evitar la segregación y contaminación del concreto.

Las desventajas que presentan estos tipos de pilotes se pueden mencionar en tres casos: si el pilote carece de acero de refuerzo puede llegar a romperse en cualquier movimiento que ocasione flexión, si durante el hincado el cascarón se topa con una roca cabe la posibilidad de un desvío y por lo tanto de que el pilote quede inclinado, finalmente el botón o punta del pilote puede que dar asimétrico, lo que tendría como consecuencia un mal apoyo y una insuficiencia para distribuir la carga.

Una vez terminada la fabricación del pilote, este puede trabajar por fricción o por punta según sea el caso para el cual fue diseñado.

## PILOTES METÁLICOS.

Estos pilotes son de secciones estructurales ligeras o pesadas dependiendo de la carga que transmitirán. Se pueden utilizar tubos de acero que pueden quedar huecos o rellenarse con concreto, así como perfiles estructurales H; también se fabrican tubos de acero con una hélice soldada lateralmente, que se introduce a rotación.

Entre las ventajas principales de estos pilotes se tiene la facilidad y precisión con que se pueden alargar o recortar, ya que pueden ser empalmados por medio de soldadura a tope en las uniones o por medio de placas de acero o por medio de conexiones deslizantes patentadas, y el hecho de que pueden atravesar estratos duros con boleos y roca alterada, otra ventaja importante es que este tipo de pilotes tienen la propiedad de ser elásticos, por lo que su resistencia es suficiente para soportar los esfuerzos de flexión a que estén sometidos, además de que su manejo es más simple que los de concreto. La desventaja principal de estos pilotes es que son susceptibles a la corrosión, fenómeno que debe tomarse en cuenta especialmente en ambiente marino, que es donde más se utilizan, para protegerlos debidamente.

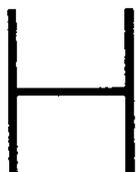
En el cuadro siguiente y en las figura 3.11. se muestra claramente la clasificación geométrica de los diferentes tipos de pilotes de acero.

	GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN
PILOTES DE ACERO (D Ó ST $\geq$ 0.6 M)	SECCIÓN "H"
	CIRCULAR DE ALMA HUECA
	CIRCULAR RELLENO DE CONCRETO

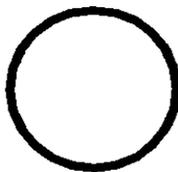
Donde

ST = Sección transversal.

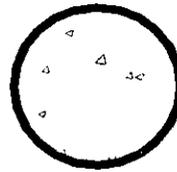
D = Diámetro de la sección.



"H"



CIRCULAR



CIRCULAR CON  
CONCRETO.

FIGURA 3.11. CLASIFICACIÓN GEOMÉTRICA DE PILOTES DE ACERO.

## PILOTES MIXTOS.

Pilotes mixtos de concreto y acero, generalmente son pilotes de concreto con puntas de acero como protección para el hincado; en algunos suelos con condiciones estratigráficas peculiares se han utilizado pilotes que tienen un segmento en el extremo inferior de tubo de acero y el resto de concreto reforzado. En general este tipo de pilotes mixtos tiene poco uso.

### 3.3.2.2. CLASIFICACIÓN DE PILOTES DE ACUERDO A SU FORMA DE TRANSMITIR LA CARGA.

En el mayor de los casos el diseño de una cimentación basada en pilotes se diseña y construye para transmitir cargas verticales por punta a estratos resistentes profundos o por fricción al suelo que los rodea; los pilotes se usan para apoyar estructuras en suelos expansivos y para resistir cargas horizontales inducidas por la estructura o por efectos de sismo, lo anterior se ilustra en el siguiente cuadro.

PILOTE CON CARGA:	TRANSMISIÓN.
CARGA VERTICAL	PUNTA FRICCIÓN ANCLAJE POR FRICCIÓN
CARGA VERTICAL Y HORIZONTAL.	PILOTES INCLINADOS

## **PILOTES DE PUNTA.**

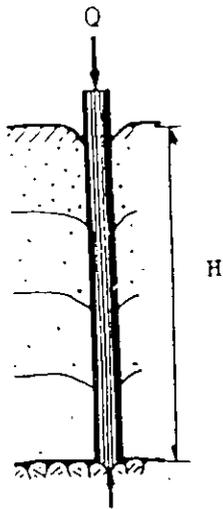
Son los que se utilizan cuando el o los estratos de suelo superficiales son de espesor considerable, compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante, con estos pilotes se transmite prácticamente todo el peso y las cargas de la superestructura  $Q$  a un estrato profundo de suelo más resistente o de roca (figura 3.12.).

## **PILOTES DE PUNTA CON EMPOTRAMIENTO.**

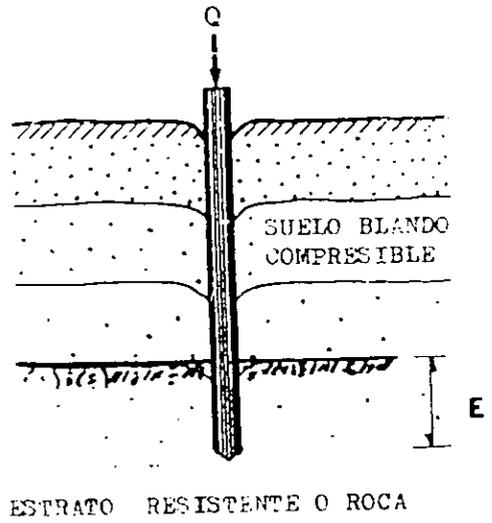
Para incrementar la capacidad de carga del pilote se puede empotrar una cierta profundidad  $E$  en el estrato resistente. Para pilotes se recomienda hacerlo a una profundidad de 4 a 10 veces su diámetro horizontal ( $D$ ) dependiendo de la compacidad relativa del material de empotramiento y de la capacidad del equipo disponible (figura 3.13.).

## **PILOTES DE FRICCIÓN.**

Son los que transmiten la carga  $Q$  al suelo que los rodea; la magnitud de la fricción lateral es función del área perimetral del pilote (figura 3.14.). Esta solución se utiliza cuando no se encuentra ningún estrato resistente en el que podría apoyarse pilotes de punta, o cuando el sitio donde se instalarán se localiza en una zona que sufre asentamientos significativos por consolidación regional.



ESTRATO RESISTENTE  
 FIGURA 3.12. PILOTE DE PUNTA.



ESTRATO RESISTENTE O ROCA  
 FIGURA 3.13. PILOTE CON EMPOTRAMIENTO.

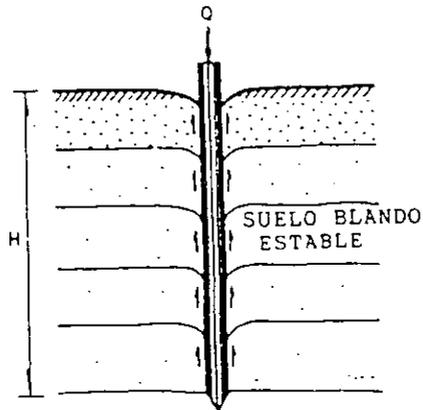


FIGURA 3.14. PILOTE DE FRICCIÓN.

## **PILOTES DE ANCLAJE.**

Se utilizan en zonas con suelos arcillosos expansivos que por su espesor no pueden ser removidos; con estos elementos se pueden absorber los movimientos estacionales que ocurren en la parte superficial de estos suelos, que se traducen en expansiones. Estos pilotes se hincan hasta alcanzar la zona del suelo estable (figura 3.15.). También se utilizan a veces para reducir el efecto de subpresión por excavación en suelos arcillosos.

## **PILOTES INCLINADOS BAJO CARGAS HORIZONTALES.**

Se utilizan para recibir las fuerzas horizontales permanentes de reacción de una estructura o temporales inducidas por un sismo. Estos pilotes se orientan de acuerdo a la dirección en que se presente la carga horizontal o con distancia y dirección adecuada cuando deban soportar las fuerzas horizontales que induce un sismo (figura 3.16.).

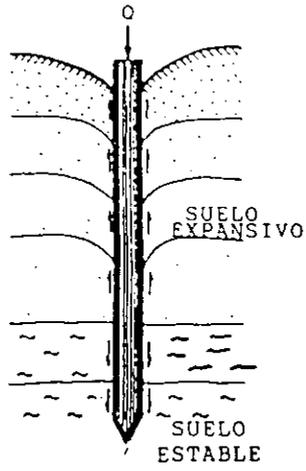


FIGURA 3.15. PILOTE DE ANCLAJE.

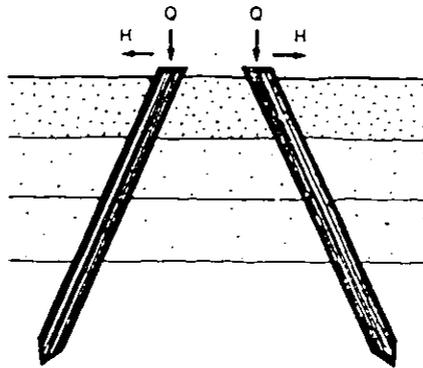


FIGURA 3.16. PILOTES INCLINADOS.

### **3.3.2.3. CLASIFICACIÓN DE LOS PILOTES SEGÚN SU PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

#### **CON DESPLAZAMIENTO.**

Con este tipo de pilotes y durante su hincado se induce un desplazamiento del suelo que lo rodea, el volumen del suelo desplazado debe ser igual al volumen del pilote. Este tipo de pilote siempre es prefabricado. Los pilotes más usuales de este tipo son: pilotes hincados a percusión (figuras 3.18, 3.19 y 3.20), pilotes hincados a presión (figura 3.21), y pilotes hincados con vibración (figura 3.22).

Este proceso constructivo puede inducir, en los suelos blandos, una disminución de la resistencia al corte debido al remoldeo provocado, mientras que en suelos granulares puede generar un aumento de la compacidad relativa.

#### **CON POCO DESPLAZAMIENTO.**

Los pilotes con desplazamiento pueden ser también pilotes de poco desplazamiento, si antes de hincarlos se realiza una perforación previa cuyo diámetro es menor al del pilote (figura 3.23), la perforación puede requerir ser estabilizada con lodo de perforación, que en caso de suelos arcillosos blandos se puede formar con el mismo suelo, mezclándolo con agua previamente agregada, o en todo caso a base de bentonita y agua.

Otra serie de pilotes con poco desplazamiento son los pilotes de área transversal reducida como los pilotes de acero. También pertenecen a este tipo de pilotes los hincados con chiflón (figura 3.24), en los cuales se inyecta agua a gran presión a través del pilote, desplazando parte del material donde se alojará el pilote con ayuda de un martillo o un vibrador.

#### **SIN DESPLAZAMIENTO.**

Los pilotes de concreto colados en el lugar se clasifican como elementos de cimentación sin desplazamiento porque para su fabricación se extrae un cierto volumen de suelo que después es ocupado por el concreto.

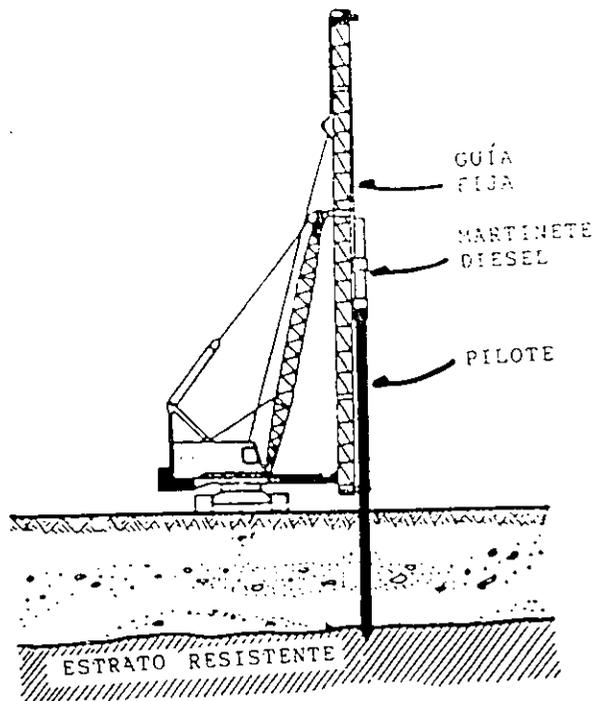


FIGURA 3.18. PILOTE HINCADO VERTICAL.

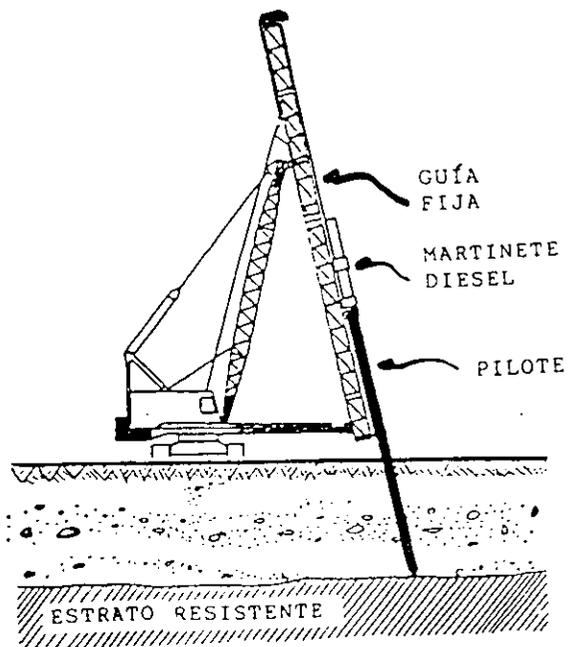


FIGURA 3.19. PILOTE HINCADO INCLINADO.

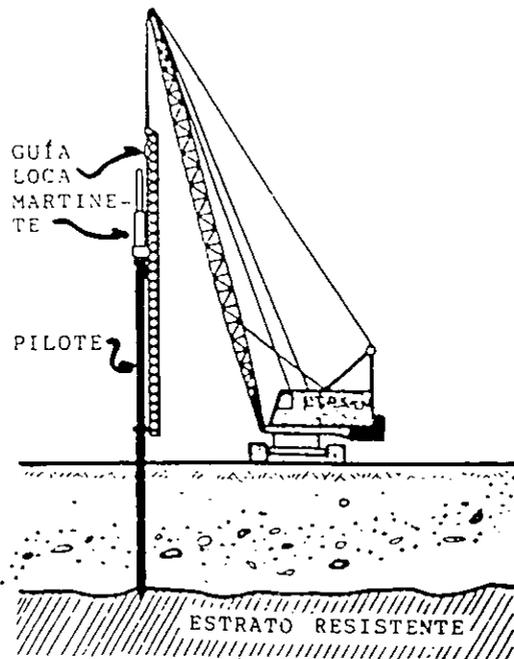


FIGURA 3.20. PILOTE HINCADO CON GUÍA COLGANTE.

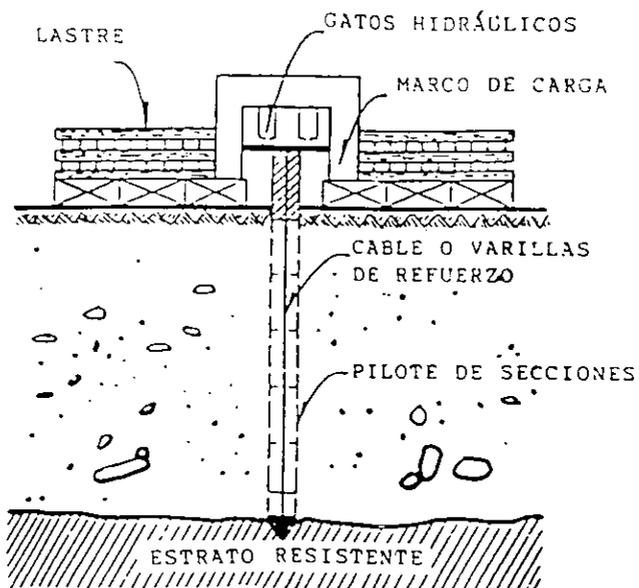


FIGURA 3.21. PILOTE HINCADO A PRESIÓN.

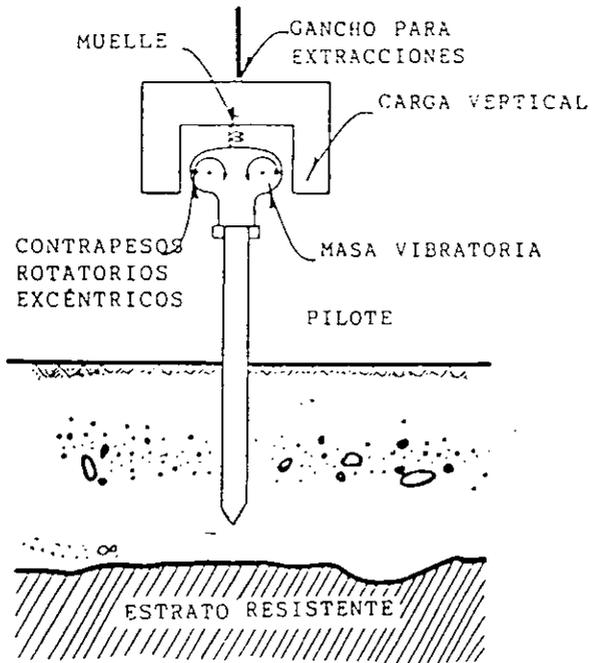


FIGURA 3.22. PILOTE HINCADO CON VIBRACIÓN.

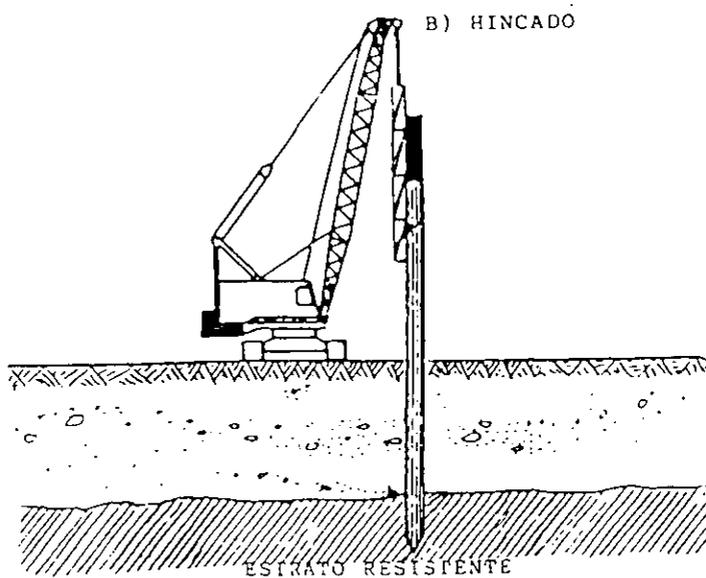
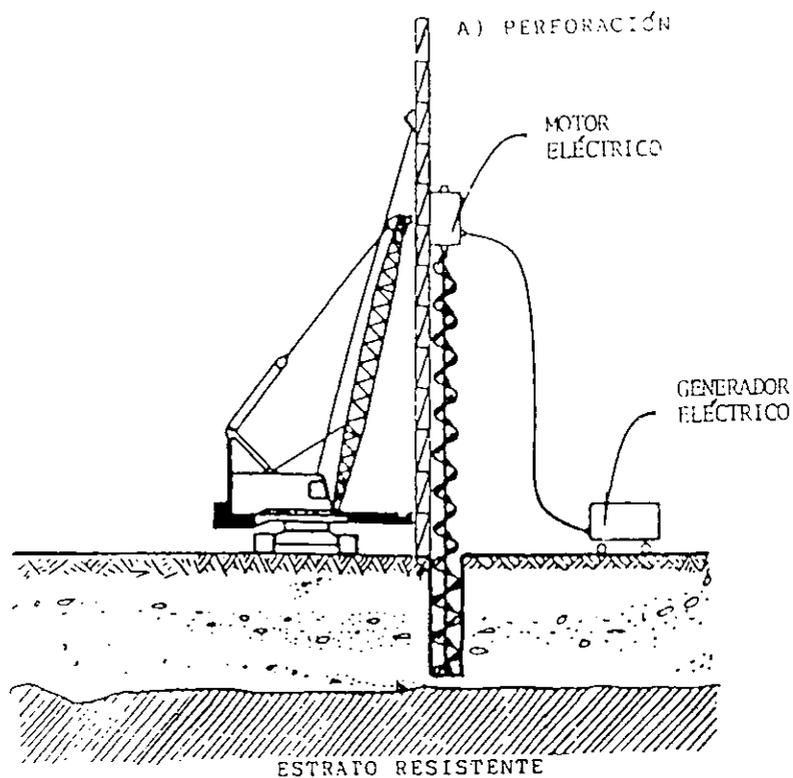
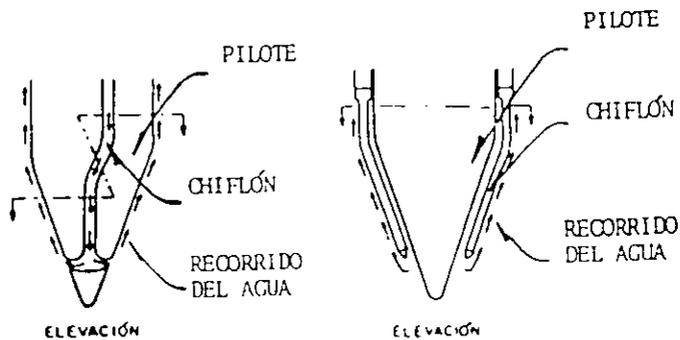
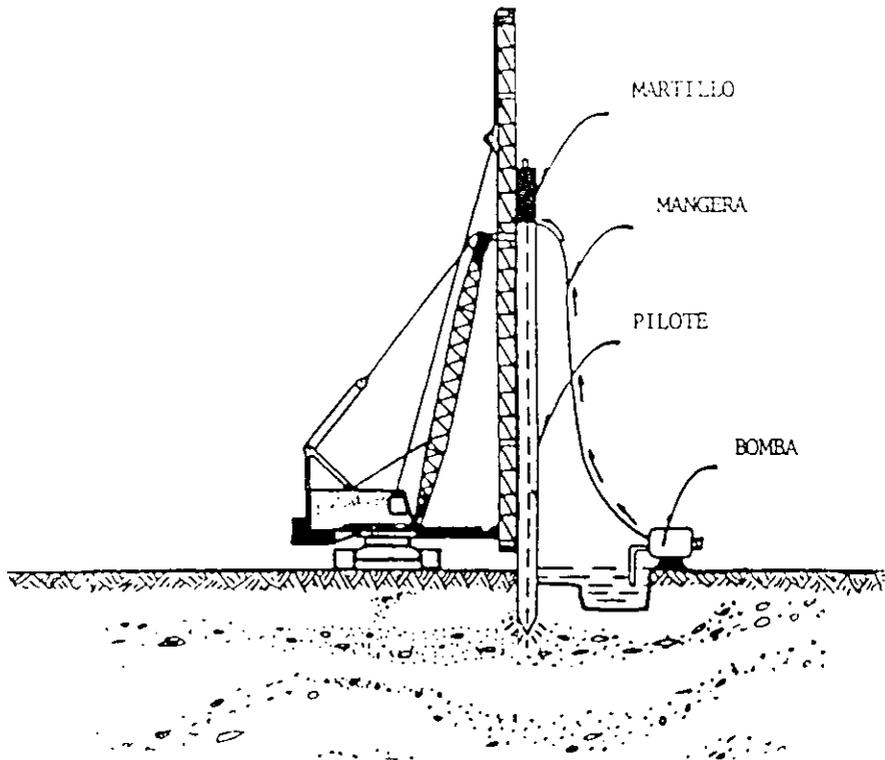
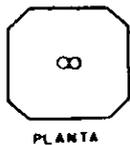


FIGURA 3.23. PERFORACIÓN PREVIA AL HINCADO.



A) PILOTE CON CHIFLÓN INTERIOR



B) PILOTE CON CHIFLÓN LATERAL

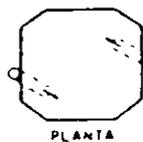


FIGURA 3.24. PILOTE HINCADO CON CHIFLÓN.

### 3.3.2.4. PILOTES ESPECIALES.

#### PILOTES DE CONTROL.

En este caso nos referimos a los pilotes que poseen un dispositivo de control para ajustar el nivel de la estructura a nivel de calle. Los pilotes de control surgen como una necesidad; al tratar de resolver el problema de la emersión de las construcciones cimentadas con pilotes que trabajan por punta. Los pilotes de control se pueden dividir en dos grupos:

- 1.- Pilotes que poseen el dispositivo de control en la cabeza del pilote.
- 2.- Pilotes que poseen el dispositivo de control en el cuerpo.

#### PILOTES QUE POSEEN EL DISPOSITIVO DE CONTROL EN LA CABEZA DEL PILOTE.

a) En este grupo queda contemplado el método del Ing. Manuel González, el cual se basa en la deformación de unos cubos de madera. Al deformarse los cubos por compresión, la losa de cimentación vuelve a posarse sobre la superficie del terreno (figura 3.25).

b) El sistema del Ing. Wolfgang Streu. Este método es muy parecido al anterior, sólo que en este caso su dispositivo de deformación consta de gatos Freyssinet. Con los gatos se controla la presión de los manómetros, y por consecuencia la carga sobre el pilote. Cuando la carga en el pilote se sobrepasa de lo estipulado, debido al hundimiento de la superficie, se extrae aceite de los gatos para que la losa de cimentación se apoye de nuevo sobre el terreno y el pilote tome tan sólo su carga de diseño (figura 3.26).

#### **PILOTES QUE POSEEN EL DISPOSITIVO DE CONTROL EN EL CUERPO.**

En este grupo sólo existe un sistema conocido con el nombre de **pilotes telescópicos**. En este caso el sistema de deformación consta de un relleno de arena; la longitud es previamente calculada para que se ajuste al hundimiento del suelo. Cuando la parte superior del pilote empieza a recibir una sobrecarga de la superficie o una sobrecarga debida a la fricción negativa, el espesor de arena es comprimida hasta lograr que la estructura de nuevo se pose sobre la superficie. Este sistema no requiere de mantenimiento (figura 3.27).

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

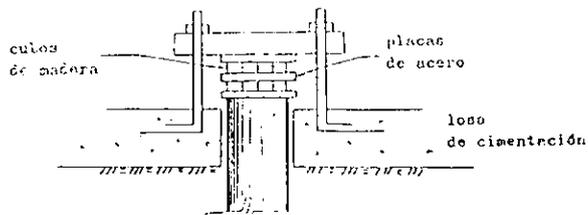


FIGURA 3.25. MÉTODO DEL ING. MANUEL GONZÁLEZ.

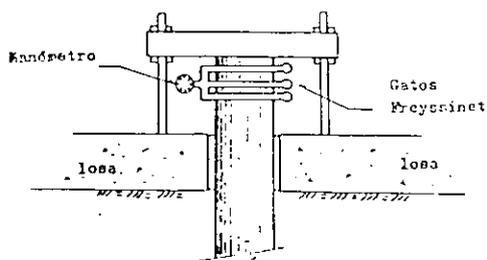


FIGURA 3.26. SISTEMA DEL ING. WOLFGANG STREU.

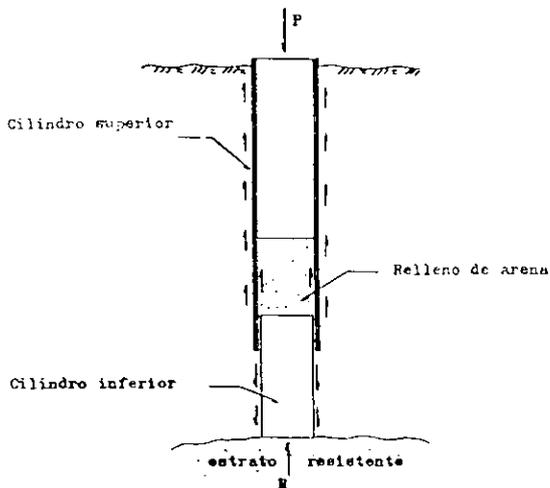


FIGURA 3.27. PILOTE TELESCÓPICO.

## PILOTES ELECTROMETÁLICOS.

Para incrementar la capacidad de carga en pilotes de fricción algunos investigadores han querido aprovechar la consolidación y endurecimiento de las arcillas; como resultado de un tratamiento eléctrico.

Su funcionamiento es el siguiente: El pilote esta formado por un tubo de acero que se hincan en el suelo, su diámetro varia de 1½ pulgadas a 4 pulgadas, y su longitud puede ser la que se requiera para que quede apoyado en depósitos resistentes. El pilote es hincado con un martinete ligero, y sometido a una corriente eléctrica haciéndolo funcionar como ánodo, en tanto unas varillas de acero que se han colocado a cierta distancia se conectan al cátodo del circuito; con todo se busca que mediante el fenómeno de electrólisis, y en un término de tiempo la adherencia suelo-pilote sea de tal magnitud que estos trabajen como si formaran un sólo elemento y su término de tratamiento acaba con la extracción de las varillas que funcionan como cátodo.

# **CAPITULO 4**

## **ANÁLISIS Y ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN.**

## **ANÁLISIS Y ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN.**

En este capítulo se tratarán los aspectos que constituyeron el programa de exploración geotécnica, por medio del cual se obtuvo la información sobre las condiciones del subsuelo, así como sus propiedades; con el fin de facilitar el diseño geotécnico y selección del método constructivo, más adecuado para su ejecución.

### **4.1. ANÁLISIS DE LAS TEORÍAS DE MECÁNICA DE SUELOS.**

El programa de estudios previos o exploración geotécnica del sitio donde se construirá una estructura y para un mejor desarrollo se divide en dos etapas:

- La primera es de investigación preliminar, la cual nos proporciona información sobre la factibilidad de usar el suelo y tener idea somera del tipo de cimentación, además de que servirá para fundamentar la segunda etapa.

- La segunda es la investigación definitiva y son los estudios geotécnicos de detalle, que incluyen la realización de sondeos, pruebas de campo y de laboratorio.

Estos estudios previos tiene como objetivo lo siguiente:

- Conocer la estratigrafía del sitio.
- Conocer las condiciones de presión del agua en el subsuelo.
- Determinar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos, mediante pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras obtenidas.

Todo lo anterior se tendrá que respaldar con información que se pueda obtener de otras estructuras semejantes ya existentes, además de cartas topográficas y geológicas; esto integrado con los estudios geotécnicos existentes.

## **INVESTIGACIÓN PRELIMINAR.**

La investigación preliminar consiste en la recopilación de la información que se tiene acerca del subsuelo de la Ciudad de México y que se ha obtenido y utilizado en la construcción de las líneas anteriores, con la cual se da una idea del tipo de cimentación que se puede emplear para dicha estructura, además se utilizan cartas geológicas, topográficas para la ubicación de la zona así como un recorrido por la zona para conocerla físicamente y observar las construcciones que ya existen y ver su comportamiento estructural, además de los asentamientos de la zona, esto se efectúa con un ingeniero especialista en geotécnia.

Dentro de esta investigación preliminar la Secretaría General de Obras y la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano de la Ciudad de México responsable de la construcción del metropolitano línea "B" de la ciudad de México, realizó 7 sondeos a lo largo de toda la longitud del tramo elevado que es de 3320.00 mts.

La ubicación de estos sondeos fue la siguiente:

Sondeo No.	Ubicación	Profundidad (mts.)
SC-9	Av. del Trabajo sobre el eje 1 norte, esquina con Ferrocarril de Cintura.	35.00
SC-10	Eje 1 norte entre congreso de la Unión y Av. Eduardo Molina.	40.00
SC-10-11	Av. del Peñón.	40.00
SC-10-12	Entre Gran Canal e Iztaccihuatl.	40.00
SC-10-13	Sobre Av. Oceanía.	40.00
SC-10-14	Entre Av. Oceanía y Marruecos.	35.00
SC-10-15	En la esquina de Av. Oceanía y Circunvalación.	35.00

SC = Sondeo con cono.

Estos sondeos fueron realizados con **cono eléctrico**, el cual es uno de los penetrómetros de uso más difundido para emplearse en arcillas y limos, que son los que se encuentran en el subsuelo de esa zona que se conoce como zona del lago, ya que al interpretar la información obtenida se puede determinar:

- La clasificación de los suelos por gráficas de correlación, además de correlación empírica.

- Los parámetros de resistencia al corte que se aplican al diseño de pilotes.

Este tipo de sondeos se realiza con un penetrómetro de cono tipo eléctrico hincado a presión, o sea con carga estática, en la punta tiene incorporadas celdas instrumentadas con deformímetros eléctricos que permiten la medición simultánea de las fuerzas necesarias para el hincado de la punta cónica de 60° de ángulo de ataque y 3.6 cm. de diámetro (10 cm<sup>2</sup> de área) y de la funda cilíndrica de fricción, también de 3.6 cm de diámetro y 13.25 cm de longitud (figura 4.1.).

El hincado se realiza con ayuda de un mecanismo hidráulico el cual aplicaba una fuerza axial de 20 ton., pero como esta máquina sólo cuenta con una capacidad media, al llegar a la profundidad de 7 mts. se extrae y se rima la perforación con broca tricónica, después se le adosa otro tramo de tubería y se introduce el cono hasta alcanzar nuevamente la capacidad del sistema hidráulico y así sucesivamente hasta alcanzar la profundidad del sondeo que fue de 35 y 40 mts. (figura 4.2.).

Los resultados representativos de los sondeos realizados como parte de la investigación preliminar se muestra en las (figuras 4.3. y 4.4.).

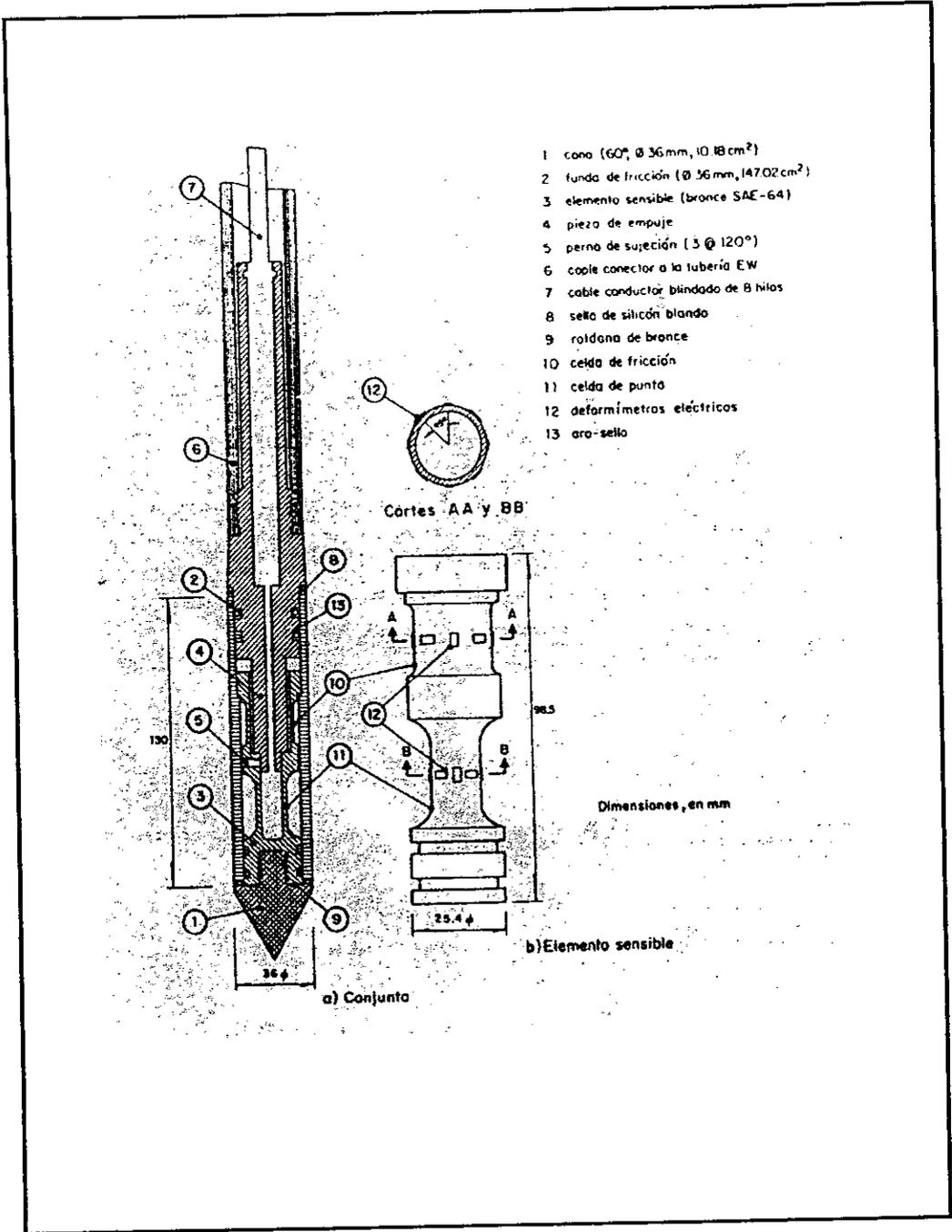


FIGURA 4.1. CONO ELÉCTRICO.

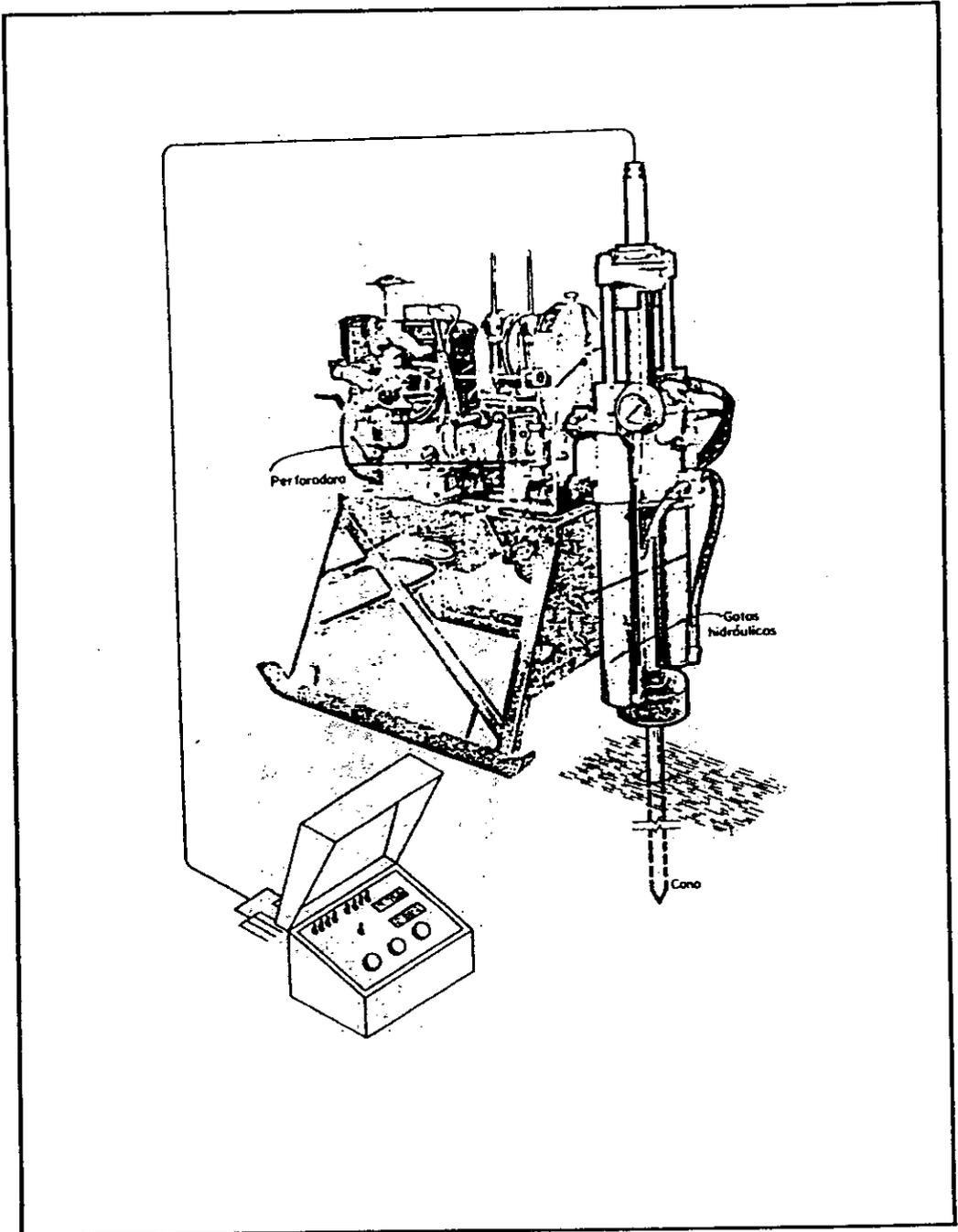


FIGURA 4.2. MECANISMO PARA CONO ELÉCTRICO.

# REGISTRO DE SONDEO EXPLORATORIO METROPOLITANO LINEA B

PROYECTO TRAMO ELEVADO  
UBICACION OCEANIA Y RUEDA QUIJANO

SONDEO SS-88 Y SC 88

NAF 1.80 MTS.

FECHA DIC-94

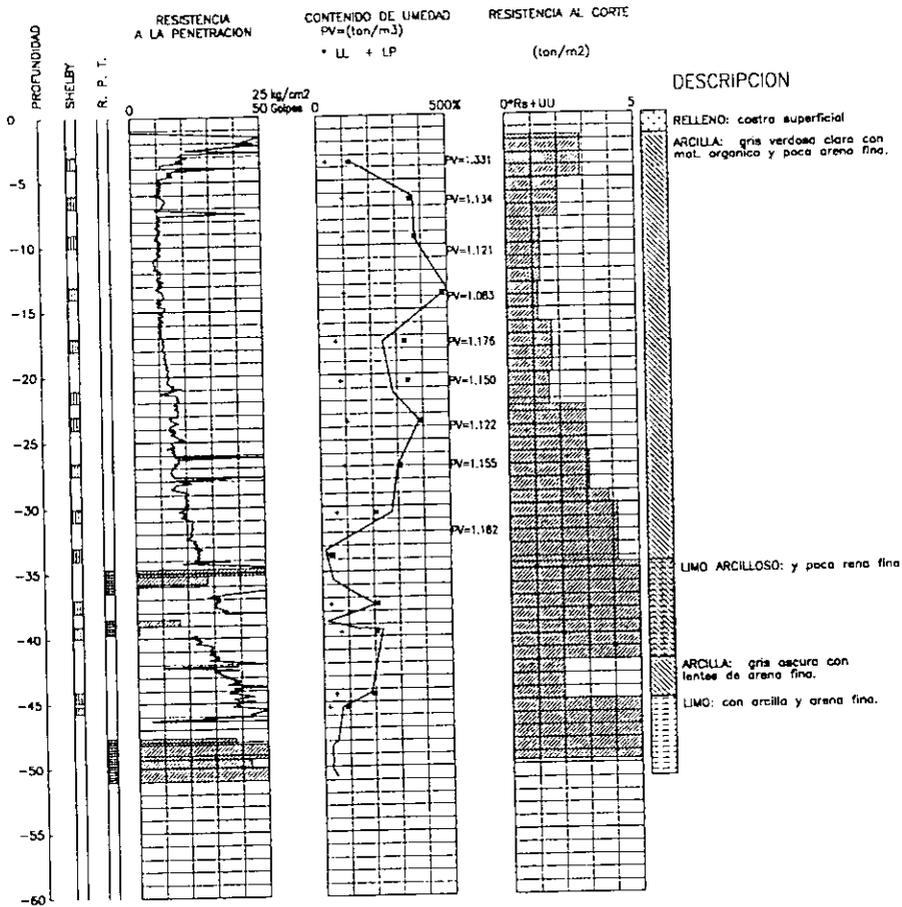


FIGURA 4.3. RESULTADOS REPRESENTATIVOS DE LOS SONDEOS PRELIMINARES.

# REGISTRO DE SONDEO EXPLORATORIO METROPOLITANO LINEA B

PROYECTO TRAMO ELEVADO

SONDEO SS-10B Y SC 9B NAF 2.30 MTS.

UBICACION OCEANIA Y FCO. ESPEJEL

FECHA ENE-95

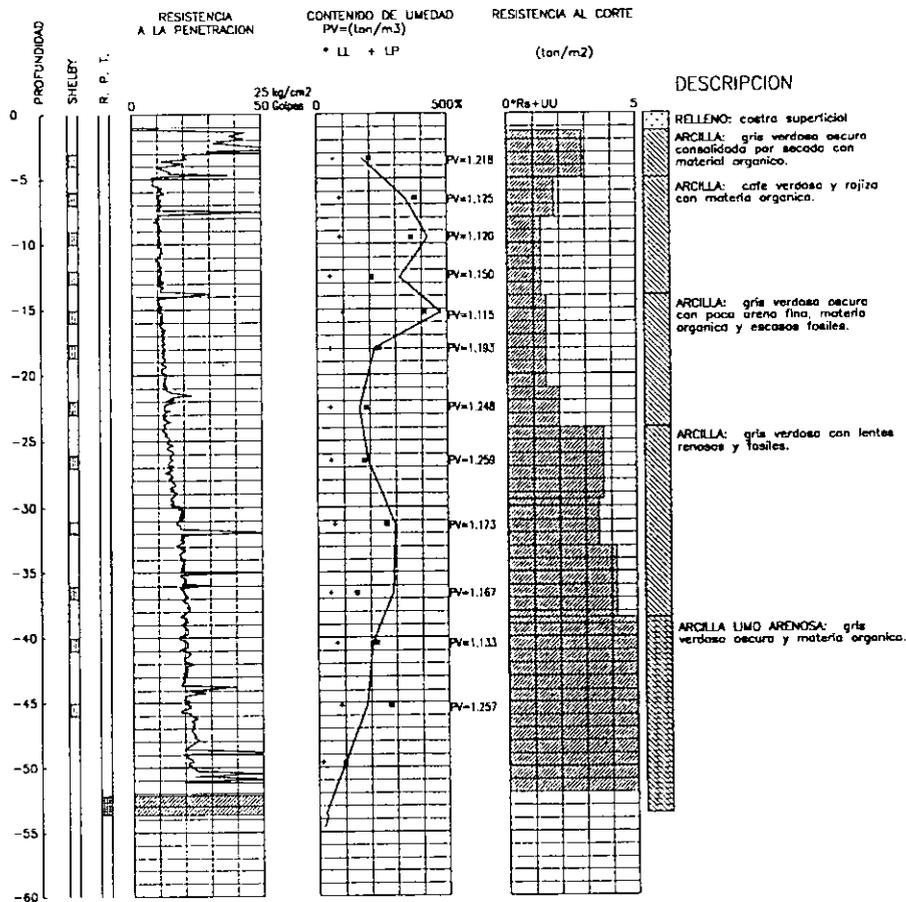


FIGURA 4.4. RESULTADOS REPRESENTATIVOS DE LOS SONDEOS PRELIMINARES.

## INVESTIGACIÓN DEFINITIVA O DE DETALLE.

Después de haber hecho los sondeos preliminares se designó una empresa de Mecánica de Suelos, en este caso la empresa fue RIOBOO S.A. DE C.V., perteneciente al grupo ICA, para que determinará el tipo de cimentación que se utilizaría en el tramo elevado del Metropolitano Línea "B".

La empresa con los datos de los sondeos preliminares de cono eléctrico que se realizaron anteriormente y con la información del lugar donde se construirían las estaciones del tramo elevado del Metropolitano Línea "B" de la Ciudad de México, que son un total de cuatro siendo estas San Lázaro, Gran Canal, Romero Rubio y Oceanía, realizó la investigación de detalle.

La investigación de detalle consistió primero en realizar sondeos en lugares específicos para determinar con mayor precisión la estratigrafía y sus propiedades del suelo en el lugar donde se realizaría la obra.

A continuación se mencionará el procedimiento que se siguió para estudiar el lugar donde se construirá la estación Gran Canal, los sondeos específicos para analizar este tramo fueron 4, de los cuales 2 fueron sondeos de investigación preliminar y los otros dos fueron sondeos selectivos (en base a lugares más desfavorables), en este tipo de sondeos se empleó una combinación de métodos de muestreo puesto que se empleó el cono eléctrico antes descrito, además se obtuvieron muestras mediante el empleo del método de penetración standard y a través del tubo Shelby.

El cono eléctrico se utilizó, puesto que es el más adecuado para los suelos arcillosos, limo-arenosos, sin embargo, cuando se llegaba a unas capas duras que presentaba el suelo, el sondeo se realizaba con el penetrómetro estándar.

**El penetrómetro estándar** consiste en tubo de dimensiones normalizadas que se hinca a percusión. Este tubo es de pared gruesa partido longitudinalmente, con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo inferior de la columna de barras de perforación con que se hinca; la cabeza tiene un conducto para la salida de azolves a través de una válvula esférica o una válvula de varilla (figura 4.5).

El equipo auxiliar para el hincado es un martinete de acero de 64 kg. con guía de caída libre de 75 cm y barras de perforación, con un yunque de golpeo incorporado a la columna de barras (figura 4.6.). La masa golpeadora se levanta con un malacate de fricción (cabeza de gato).

El penetrómetro estándar se hinca 45 cm en el fondo de la perforación de 7.5 cm. Mínimo con los impactos de la masa de 64 kg. y caída libre de  $75 \pm 1$  cm. 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. Después del hincado se saca el penetrómetro para recuperar la muestra

alterada, que se coloca en un frasco hermético, y se registra la información del hincado para posteriormente ser llevada a laboratorio y obtener sus propiedades.

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

- Definir la estratigrafía del sitio, la cual se define a partir del número de golpes (N) que son necesarios para hincar el penetrómetro los 30 cm., o el obtenido por extrapolación en los casos en que no penetre los 45 cm especificados, y de la clasificación de laboratorio de suelos de acuerdo al S.U.C.S.
- Determinar por correlación la compacidad relativa de suelos granulares y la consistencia de suelos cohesivos.
- Obtención de muestras alteradas.

Una vez realizados los sondeos preliminares que sirvieron para ver a que profundidades se iban a obtener las muestras que se mandarían posteriormente al laboratorio para obtener sus propiedades, se prosiguió a conseguir las, la manera de obtención de muestras del suelo blando fué a través de tubo Shelby.

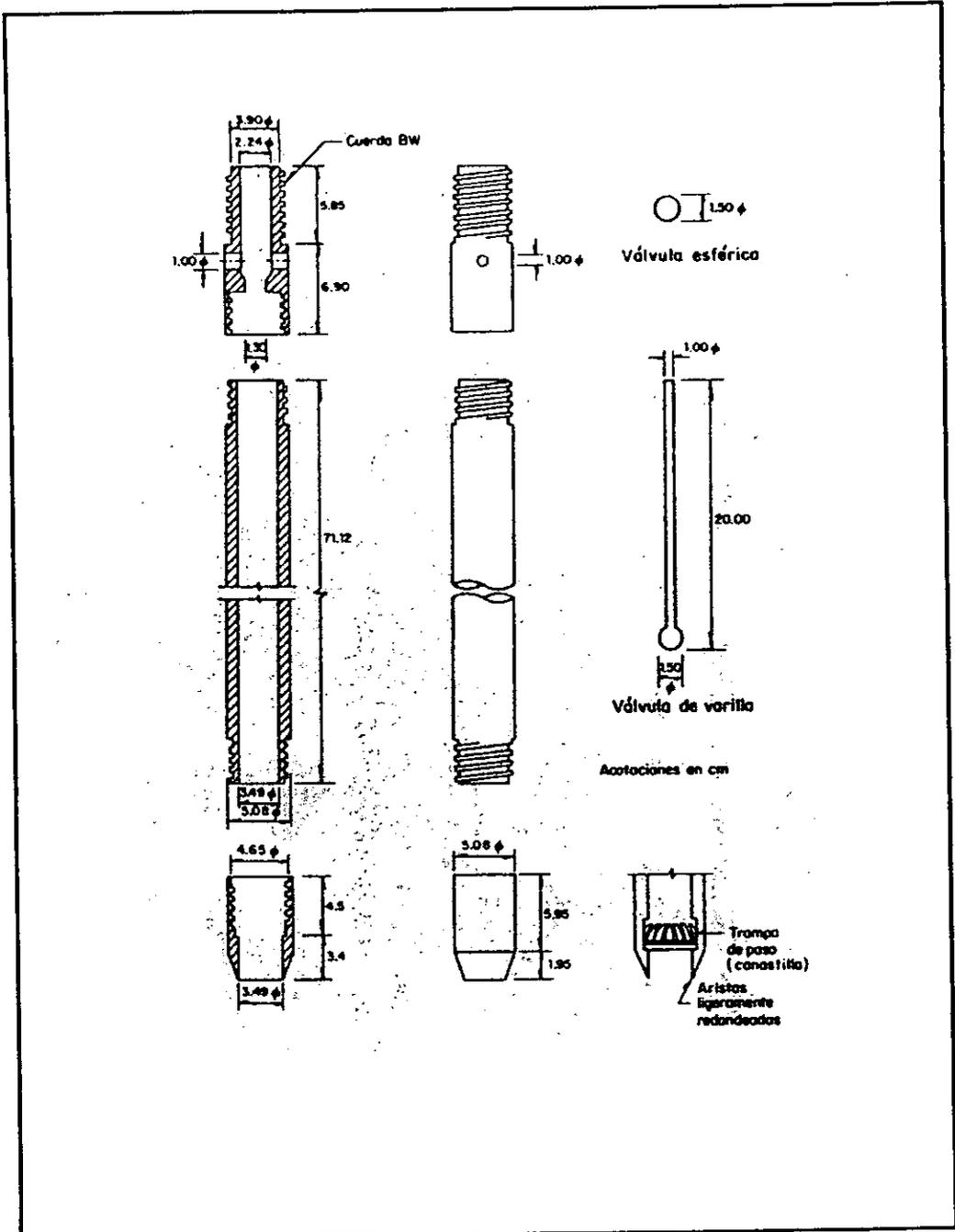


FIGURA 4.5. PENETROMETRO ESTÁNDAR.

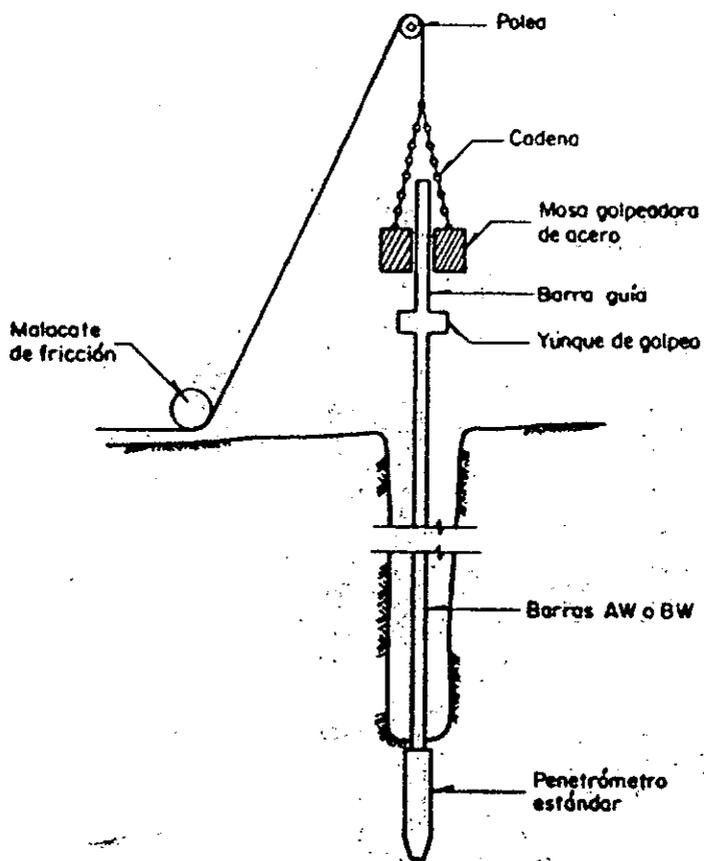
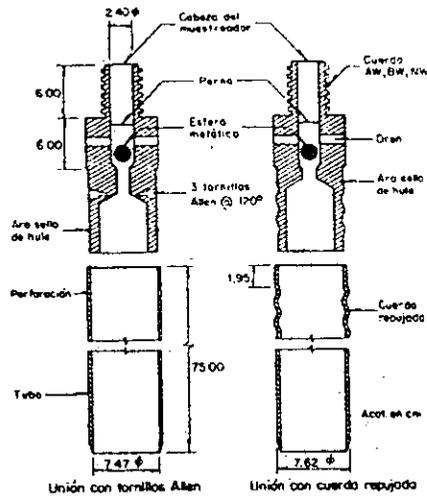


FIGURA 4.6. PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTANDAR.

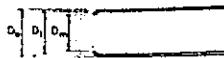
**El tubo Shelby** se utiliza para el muestreo inalterado de suelos blandos a semiduros localizados arriba y abajo del nivel freático; tiene de 7.5 a 10 cm. de diámetro. Este tubo de acero, cuenta con extremo de ataque afilado. El tubo se une a la cabeza con tornillo Allen o mediante cuerda repujada. La cabeza tiene cuatro drenes laterales para la salida del fluido de perforación y de los azolves durante el hincado. La válvula de bola impide que la muestra se vea sujeta a presiones hidrodinámicas durante la extracción del muestreador (figura 4.7.).

El muestreador se hince a presión con un solo movimiento de una longitud igual a la del tubo menos 15 cm., para dejar espacio a los azolves; la velocidad de hincado debe ser entre 15 y 30 cm/seg. Después se deja en reposo medio minuto, para permitir que la muestra se expanda y se adhiera al muestreador; a continuación se gira para cortar la base y posteriormente se extrae a la superficie y se mide la longitud de la muestra recuperada, para juzgar la calidad del material.

También se colocó una estación piezométrica puesto que el nivel freático en esta zona se encuentra casi a flor de tierra y el empuje del agua es un factor importantísimo a considerar para la determinación de la cimentación que se empleará.



a) Muestreador de pared delgada



Relación de área:  $\frac{D_e^2 - D_i^2}{D_m^2} = 10\%$

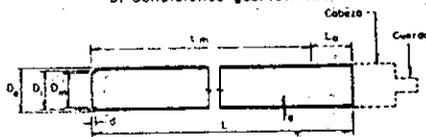
$D_e$  Diámetro exterior

$D_i$  Diámetro interior

Relación de diámetros:  $0.7\% < \frac{D_i - D_m}{D_m} < 15\%$

$D_m$  Diámetro de la muestra

b) Condiciones geométricas



Diám. nominal, en cm	$D_e$ , en cm	$D_i$ , en cm	$D_m$ , en cm	$\%$ , en cm	$d$ , en cm	$L_s$ , en cm	$L_m$ , en cm	Cuerda de salida, en cm
7.5	7.62	7.22	7.11 7.17	0.20	1.27	75	60	45 55
10.0	10.16	9.76	9.61 9.66	0.20	1.20	90	75	60 75

$D_e$  Diámetro exterior

$D_i$  Diámetro interior

$D_m$  Diámetro de la muestra

$d$  Espesor

$d$  Longitud aguada

$L$  Longitud del tubo

$L_m$  Longitud de muestreo recomendable

$L_s$  Espacio para azules

c) Dimensiones de los tubos de pared delgada

FIGURA 4.7. TUBO SHELBY.

La ubicación de los sondeos y de la estación piezométrica se describe a continuación:

Sondeo No.	Ubicación	Profundidad (mts.)
SC-8B SPS	Calle C. Rueda Quijano.	51.00
SC-7B SPS	Calle Norte 25	50.00
SS-8B	Calle C. Rueda Quijano.	51.00
SS-7B	Calle Norte 25	50.00
EP-3B	Calle C. Rueda Quijano.	50.00

**SIMBOLOGÍA**

SC = SONDEO DE CONO.

SS = SONDEO SELECTIVO.

SPT = SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.

EP = ESTACIÓN PIEZOMETRICA.

**TRABAJOS DE LABORATORIO.**

Una vez obtenidas las muestras del suelo por medio de los métodos antes descritos, fueron llevadas al laboratorio para obtener su clasificación, obtener los parámetros de resistencia y deformabilidad para el diseño de la cimentación; para alcanzar estos propósitos, se les realizaron las pruebas índice y mecánicas.

La obtención de los parámetros de resistencia al corte para este tipo de suelos cohesivos se realizó con el criterio de esfuerzos totales. En este caso se estima la adherencia suelo-pilote  $C_a$  como una fracción de la resistencia al corte no drenada del suelo  $C_u$ .

La prueba que se realizó fue una triaxial no consolidada no drenada (UU) también conocida como triaxial rápida, la cual presenta una serie de ventajas en relación con las demás pruebas que son las siguientes:

- Se reduce la influencia de fisuras presentes en el espécimen, ya que si se utiliza la prueba de compresión no confinada, se tiene a subestimar la resistencia.
- Se induce en el espécimen un estado de esfuerzos más uniforme que en la prueba de corte directo, lo cual facilita su interpretación.
- Se disminuye la influencia de pequeñas heterogeneidades de la muestra, que son significativas en los resultados de una prueba con torcómetro y veleta; además la prueba con torcómetro no es aconsejable en suelos que contienen arena.

En las siguientes tablas se muestran los resultados obtenidos en el laboratorio de las diferentes muestras obtenidas en los sondeos:

Sondeo No.	Profundidad (m)	C ton/m <sup>2</sup>	$\gamma$ ton/ m <sup>3</sup>	$\phi$	LL (%)	LP (%)	$\omega$ (%)
SS-7B	3.00	2.20	1.438	7.6°	223.00	50.01	210.02
	6.00	1.20	1.190	7.4°	350.00	107.63	334.13
	10.00	1.80	1.204	5.8°	495.00	80.50	400.10
	13.00	2.30	1.159	3.2°	530.00	144.97	517.45
	16.50	1.30	1.313	10.4°	220.00	40.00	205.57
	20.50	2.70	1.159	3.8°	440.00	130.20	421.46
	24.00	2.20	1.152	9.9°	535.00	157.00	522.30
	28.00	1.60	1.244	6.7°	330.00	99.90	319.67
	31.00	2.70	1.173	7.8°	421.00	125.70	406.35
	35.00	1.00	1.184	3.8°	477.00	142.20	467.36
	41.50	7.90	1.223	4.4°	270.00	74.50	222.94
	45.00	5.10	1.275	8.4°	155.00	50.05	128.36

Sondeo No.	Profundidad (m)	C ton/m <sup>2</sup>	$\gamma$ ton/ m <sup>3</sup>	$\phi$	LL (%)	LP (%)	$\omega$ (%)
SS-8B	3.00	2.80	1.331	10°	120.20	38.30	126.40
	6.00	1.80	1.134	2.7°	356.00	92.60	372.30
	9.00	1.30	1.121	6°	378.80	90.50	377.60
	13.00	1.60	1.083	1°	534.50	98.80	566.60
	17.00	1.50	1.176	3.2°	331.70	54.90	238.10
	20.90	1.50	1.150	1.7°	332.00	72.60	285.70
	23.00	3.00	1.122	0°	385.00	100.60	378.10
	26.50	2.90	1.155	4.7°	305.50	90.30	302.70
	30.00	4.30	1.182	0°	209.20	58.40	262.30
	37.00	6.20	1.211	10.9°	45.40	27.90	32.80
	39.00	6.20	1.211	4.5°	198.10	46.40	208.80
	43.90	4.50	1.204	2.7°	209.00	67.00	240.20
	45.00	2.80	1.255	8°	190.70	49.60	175.40
	50.00	7.30	1.456	0°	87.00	23.40	72.80

Los resultados anteriores dan como resultados la estratigrafía donde se construirá la estación Gran Canal (figura 4.8.).

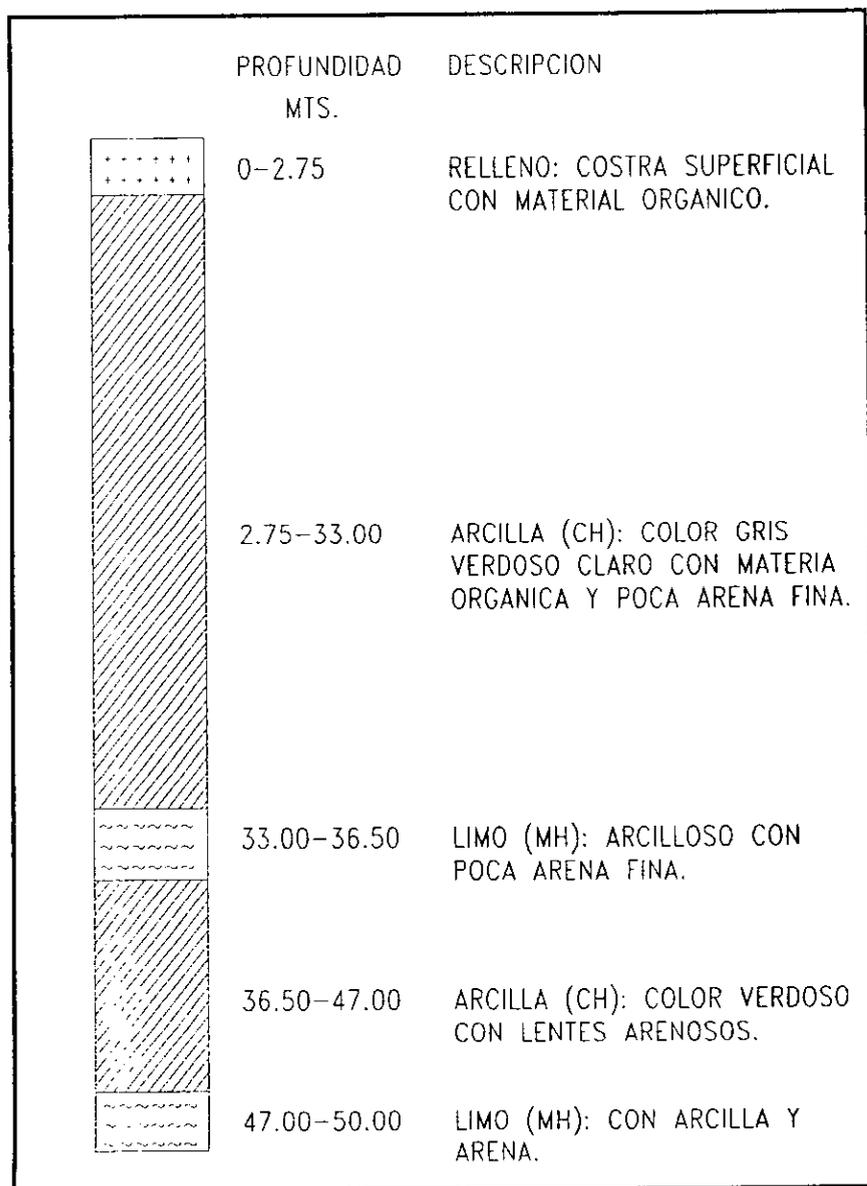


FIGURA 4.8. ESTRATIGRAFÍA DE LA ESTACIÓN GRAN CANAL.

## 4.2. ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN.

Después de haber obtenido las propiedades del suelo y haber analizado sus resultados, se observó que una cimentación superficial no era adecuada debido a que el hundimiento de la zona sería uno de los principales problemas, tampoco una cimentación compensada era la solución, ya que sería antieconómica y poco funcional por la zona en que se desarrollaría la estructura, por lo que lo recomendable era utilizar una cimentación profunda y con esto se tenían 2 opciones de cimentación que fueron:

1. Pilas ó

2. Pilotes

Una pila es considerada como tal cuando su diámetro o lado es mayor de 60 cm., y es colada en el sitio por su volumen de material. Sin embargo, esta opción fue desechada debido a que el lugar era un poco reducido para emplear este tipo de cimentación ya que sólo se contaba con un camellón entre dos vialidades, por lo que el equipo para llevar a cabo el colado, la maquinaria, las ollas y equipo para lodos bentónicos ocuparía un cierto espacio que no se tenía disponible, además de que la vialidad se vería afectada muy fuertemente lo cual causaría demasiados problemas tanto a los trabajadores como a la población y al medio ambiente.

La segunda opción que se tenía eran los pilotes, que de acuerdo a su dimensiones son menores de 60 cm y pueden ser colados en el

sitio, o pueden ser prefabricados, además los pilotes prefabricados necesitan menos equipo en el lugar donde van a ser utilizados que las pilas, ya que estos se pueden elaborar fuera de la obra, lo que es una gran ventaja ya estando listos los pilotes sólo se transportan a la obra para ser hincados, de igual forma este tipo de cimentación tiene otra cualidad, ya que puede ser de varios materiales y trabajar de forma diferente, por punta, fricción, con ó sin desplazamiento, etc. Según sea el requerimiento de la estructura.

#### **4.3. DECISIÓN Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN A EMPLEAR.**

Después de haber analizado las alternativas que se tenían, se determinó que la solución óptima era una cimentación a base de pilotes prefabricados y que trabajaran por fricción, ya que el hundimiento regional es importante en la zona donde se construiría esta obra, y no era recomendable que los pilotes trabajaran por punta ya que con el paso del tiempo la estructura emergería sobre la superficie lo cual provocaría otro problema, además los pilotes prefabricados serían más prácticos y le darían un mejor funcionamiento a la obra, puesto que el equipo que utilizarían para hincarlos sería sólo una grúa y una perforadora sobre camión, con lo cual iba a ser más eficiente el avance de la obra sin afectar tanto a la vialidad y a la población.

Una vez decidido el tipo de cimentación a emplear se prosiguió con el diseño de la misma, para lo cual se determinaron las cargas de la estructura que actuarían sobre la cimentación y con esto definir los momentos resultantes para poder diseñarla.

Con la experiencia de líneas construidas con anterioridad y el análisis del suelo en esta zona, se estableció que la cimentación sería a través de zapatas de 11 X 6 mts., apoyadas en una serie de pilotes de fricción por determinar, estas zapatas deberán tener una separación de 3 metros entre cada una, esta decisión estuvo influida también por la cimbra modular tipo jumbo que se utilizaría para la construcción de las traveses para el tren, al mismo tiempo esta zapata alojaría a 2 apoyos para soportar y transmitir las cargas actuantes sobre ellas.

Las condiciones estructurales que se analizaron para este caso del tramo elevado del Metropolitano Línea "B" de la Ciudad de México, fueron las siguientes:

- PP    Peso propio.
- SCM    Sobrecarga muerta.
- CM    Carga muerta total.
- CV-A    Carga viva, un tren de mantenimiento en volado-A (Mmax).
- CV-B    Carga viva, un tren de mantenimiento en volado-A (Rmax).
- CV-C    Carga viva, un tren de mantenimiento en volado-B (Mmax).
- CV-D    Carga viva, un tren de mantenimiento en volado-B (Rmax).
- CV-E    Carga viva, uno normal y uno mantenimiento en volado-A (Mmax).
- CV-F    Carga viva, uno normal y uno mantenimiento en volado-A (Rmax).
- CV-G    Carga viva, uno normal y uno mantenimiento en volado-B (Mmax).
- CV-H    Carga viva, uno normal y uno mantenimiento en volado-B (Rmax).
- SL    Sismo en dirección X (longitudinal).
- ST    Sismo en dirección Y (transversal).

En las siguientes tablas se muestra el resumen de los resultados obtenidos para las áreas de cimentación de la estación Gran Canal.

CASO	APOYO	Fx ton.	Fy ton.	Fz ton.
CM	1	00.00	-38.71	-220.72
	2	00.00	38.62	-220.72
CV	1	00.00	-26.57	-168.8
	2	00.00	26.57	42.34
ST	1	-72.43	00.00	00.00
	2	-72.43	00.00	00.00
SL	1	00.00	-84.49	49.55
	2	00.00	-84.49	-49.55

CASO	APOYO	Mx ton-m	My ton-m	Mz ton-m
CM	1	-89.62	00.00	00.00
	2	89.58	00.00	00.00
CV	1	-40.26	-21.68	0.01
	2	82.70	-12.34	0.01
ST	1	00.00	629.94	00.00
	2	00.00	629.94	00.00
SL	1	-318.91	00.00	00.00
	2	-318.91	00.00	00.00

Teniendo los resultados anteriores se procedió a diseñar y revisar la cimentación. Analizando la capacidad de carga para la zapata ubicada en Oceanía y Rueda Quijano se tiene lo siguiente.

Datos generales.

Z4-TG-S-SS8	
Descarga	692 ton.
Factor de carga	1.000000
Nc (Skempton)	9.000000
Sección de pilote	40X40 cm.
Profundidad	30 mts.
Cohesión punta	3.800000
Fac. Resist. punta	0.350000
Fac. Resist. fricc.	0.700000

Con los datos anteriores, para calcular QP y Qf se aplican las siguientes fórmulas:

$$Q_p = [CNc + \gamma D_f] A_s$$

- donde: Qp: capacidad de carga por punta  
 C: cohesión.  
 Nc: factor de capacidad de carga (Skempton).  
 $\gamma D_f$ : Pv, presión vertical efectiva a nivel de desplante.  
 As: área de la sección del pilote.

$$Q_f = [C_a + k_s \gamma L \tan \delta] A_L$$

- donde: Qf: capacidad de carga por fricción  
 Ca: adherencia entre suelo y pilote (tabla Tomlimsón).  
 ks: coeficiente de presión del suelo.  
 $\gamma$ : peso volumétrico del suelo.  
 L: longitud del pilote que se encuentra inmerso en el suelo.  
 $\delta$ : ángulo de fricción entre suelo y pilote ( $2/3\phi$ ).  
 AL: área lateral.

Para la obtención de  $\gamma D_f$ , se presenta la siguiente tabla donde se muestran los valores de  $\gamma$ ,  $L$  y  $\phi$  por estratos

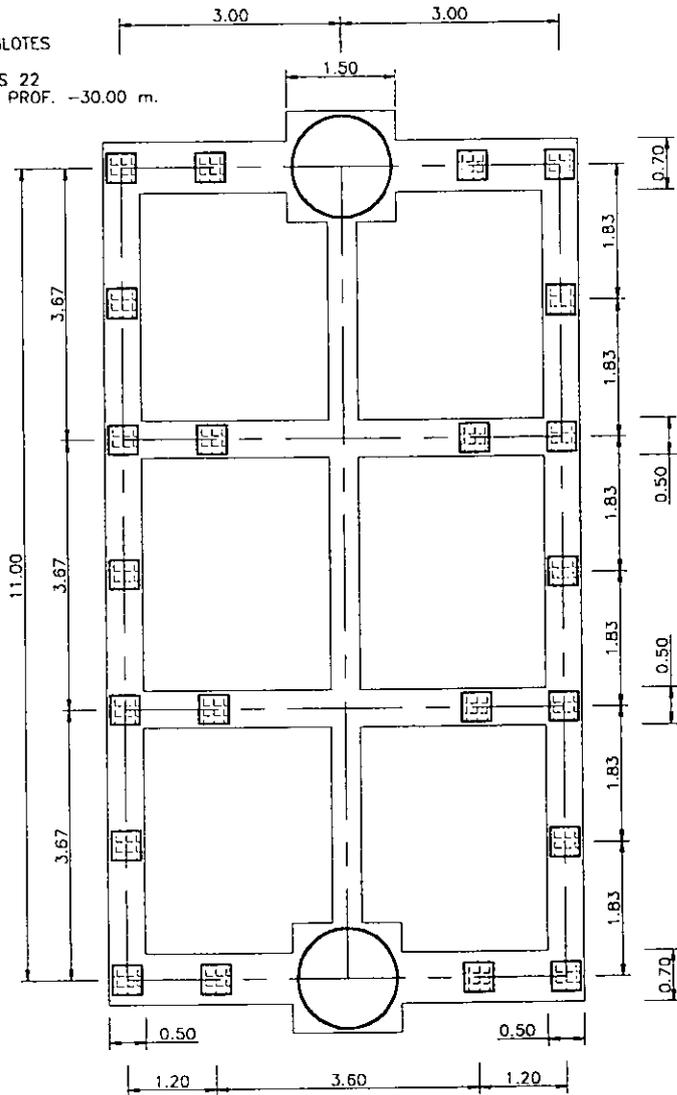
ESTRATO	h mts.	C	$\phi$	$\gamma$ ton/ m3
1	3.00	0.00	0.00	1.33
2	2.00	2.90	6.50	0.33
3	4.00	2.00	8.96	0.13
4	4.00	1.30	5.82	0.12
5	3.00	1.20	4.03	0.08
6	4.00	1.70	7.62	0.17
7	2.50	1.60	4.48	0.15
8	3.50	3.00	11.76	0.12
9	3.00	3.10	10.42	0.15
10	1.00	3.80	4.26	0.15
11	4.50	3.80	0.00	0.18

Una vez realizadas las operaciones correspondientes se tiene como resultado los siguiente:

Carga/pilote	31.454546
Esf. Total punta	35.049999
Qp	7.523200
Qf	63.840000
Qt	71.363200
<b>Núm. pilotes</b>	<b>22.000000</b>

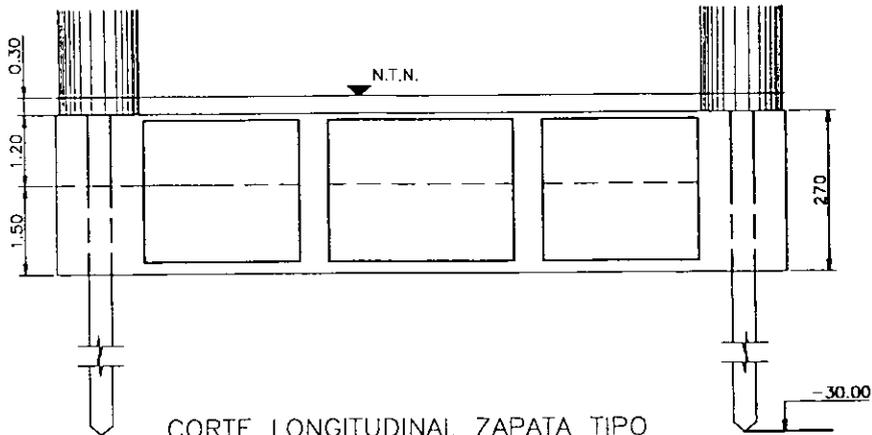
En la figura 4.9. se muestra una vista en planta de lo que es la cimentación que se utilizó en términos generales en el tramo elevado del Metropolitano Línea "B", y en la figura 4.10. se muestra un corte longitudinal y transversal.

SECCION DE PILOTES  
 40 X 40  
 No. DE PILOTES 22  
 DESPLANTE DE PROF. -30.00 m.



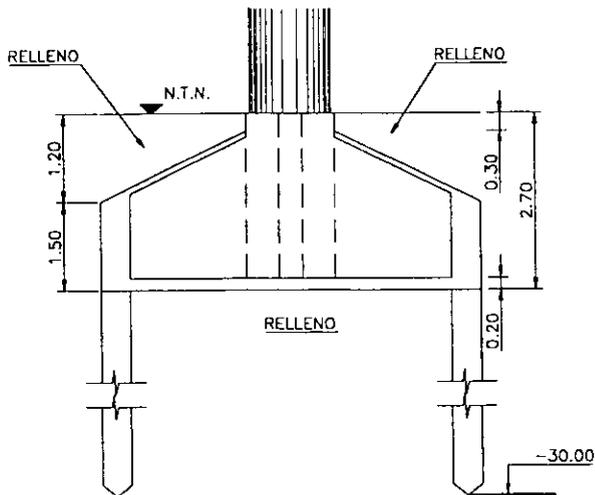
PLANTA DE CIMENTACION ZAPATA TIPO  
 METRO ELEVADO  
 LINEA B

FIGURA 4.9. VISTA EN PLANTA DE CIMENTACION.



CORTE LONGITUDINAL ZAPATA TIPO  
METRO ELEVADO  
LINEA B

SECCION DE PILOTES  
40 X 40  
No. DE PILOTES 22  
DESPLANTE DE PROF. -30.00 m.



CORTE TRANSVERSAL ZAPATA TIPO  
METRO ELEVADO  
LINEA B

**FIGURA 4.10. CORTES LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL.**

# **CAPITULO 5**

## **PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA CIMENTACIÓN.**

## **5.1. PILOTES DE CONCRETO PRECOLADOS.**

Los pilotes de concreto precolados se deben diseñar y fabricar para soportar los esfuerzos de manejo e hincado además de las cargas transmitidas por la estructura. Lo anterior se logra con una serie de herramientas y equipos que a continuación se describen.

### **MARTILLOS.**

Son equipos que generan impactos en serie para el hincado de los pilotes. El martillo que se utilizó en el hincado de pilotes en el tramo elevado del Metropolitano Línea "B" de la Ciudad de México, es de combustión interna que emplea diesel como energético para levantar la masa golpeadora al mismo tiempo que se aprovecha su explosión para incrementar el impacto del hincado.

El martillo que se utilizó es de la marca DELMAG, Modelo D12 y el peso del martillo de 2750 kg. El ciclo de operación del martillo diesel se inicia con la caída libre de un pistón guiado dentro de un cilindro que al comprimir el aire en el interior de la cámara de combustión produce el encendido y explosión súbita del diesel previamente inyectado. La explosión y el impacto de la masa que golpea provoca la penetración del pilote en el terreno y la expansión de los gases quemados impulsa al pistón hacia arriba y así sucesivamente (figura 5.1.).

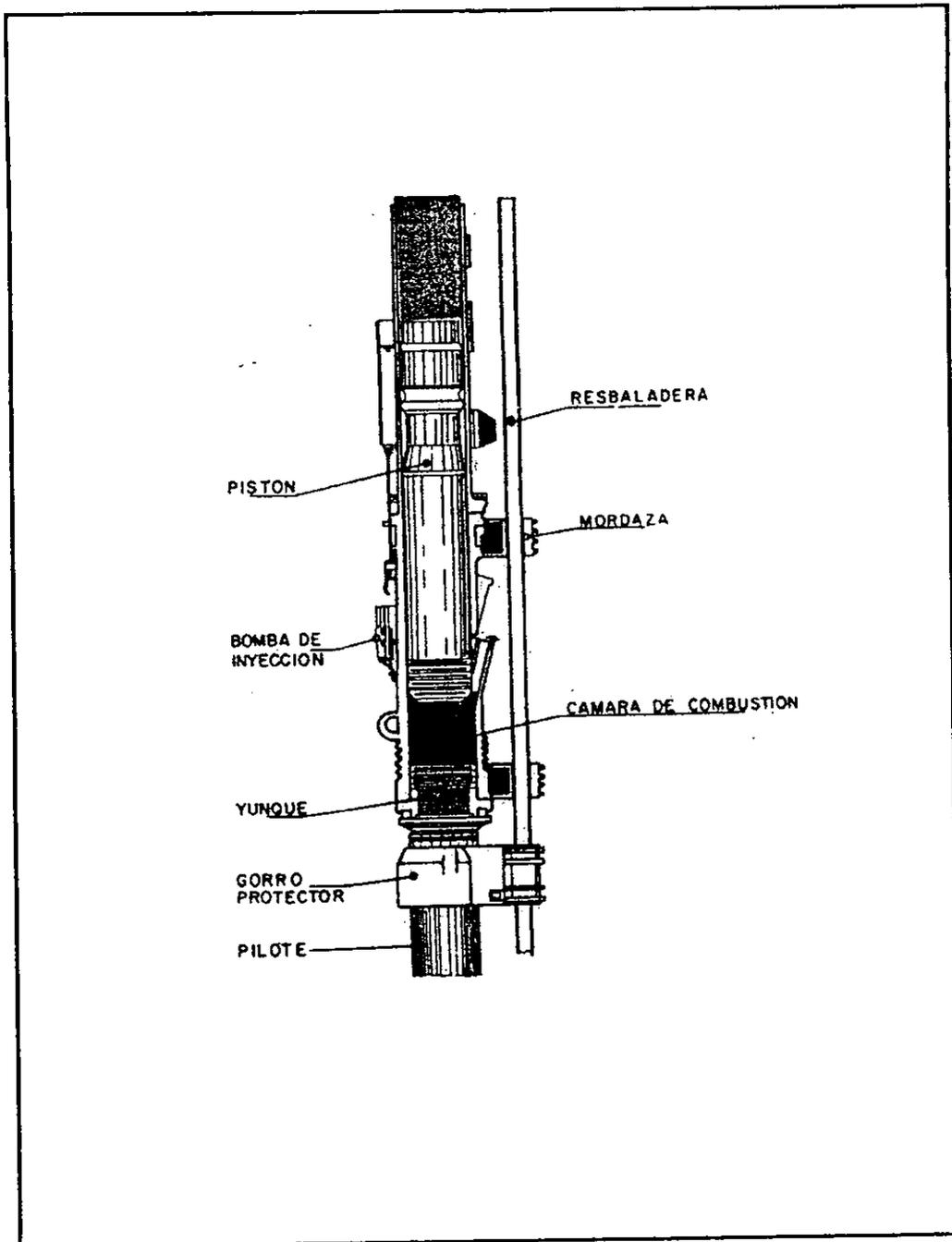


FIGURA 5.1. MARTILLO DE COMBUSTIÓN INTERNA (DELMAG MOD. D12).

Para el hincado eficiente de pilotes deben seleccionarse martillos con energía y peso del pistón acordes con las dimensiones, pesos y capacidad de carga esperada en aquéllos, adecuados a un problema dado. Generalmente se busca que el peso del pistón móvil no sea menor de 0.3 a 0.5 veces el peso del pilote.

Si el pistón pesa menos que dicho valor el pilote corre el riesgo de no alcanzar la capacidad de carga que le fue asignada, pudiéndose dañar además la cabeza por el excesivo número de golpes en el intento vano de llevar el pilote a su posición correcta. Por el contrario, si el pistón es demasiado pesado en relación al pilote, éste puede sufrir daños en toda su longitud (regulando la energía puede resolver este problema).

En el caso del tramo elevado del Metropolitano Línea "B" de la Ciudad de México se utilizó un pistón de 1250 kg. el cual daba como resultado una relación de pesos de 0.33 y cumplía con la condición para que el hincado fuera eficiente.

## **HERRAMIENTAS PARA PILOTES.**

Las herramientas son los implementos auxiliares empleados para el manejo e hincado de pilotes.

**Resbaladeras.** Son estructuras que se integran a las plumas de las grúas que sirven para que deslice tanto el martillo piloteador como el dispositivo de disparo, en este caso se utilizó una resbaladera fija (figura 5.2.).

**Gorros de protección.** Para proteger la cabeza de los pilotes durante el hincado se emplean dispositivos que amortiguan y distribuyen la energía de los impactos de martillo sobre la cabeza, evitando así daños mayores.

Los gorros están integrados por una estructura monolítica de acero en forma de caja. En la parte superior se coloca una "sufridera" que puede ser a base de madera, material plástico o trozos de cable de acero y sobre ella una placa metálica. En la caja inferior que es la parte de contacto entre martillo y pilote va colocado un colchón de madera (figura 5.3.).

La sufridera sirve para:

- Absorber la fuerza del impacto en pilotes frágiles.
  
- Proteger los pilotes en terrenos duros.
  
- Distribuir y transmitir uniformemente las fuerzas en lo posible hacia el gorro y hacia los pilotes.
  
- Ampliar el tiempo de impacto por almacenamiento de energía en la sufridera.
  
- Alargar la vida útil del gorro.

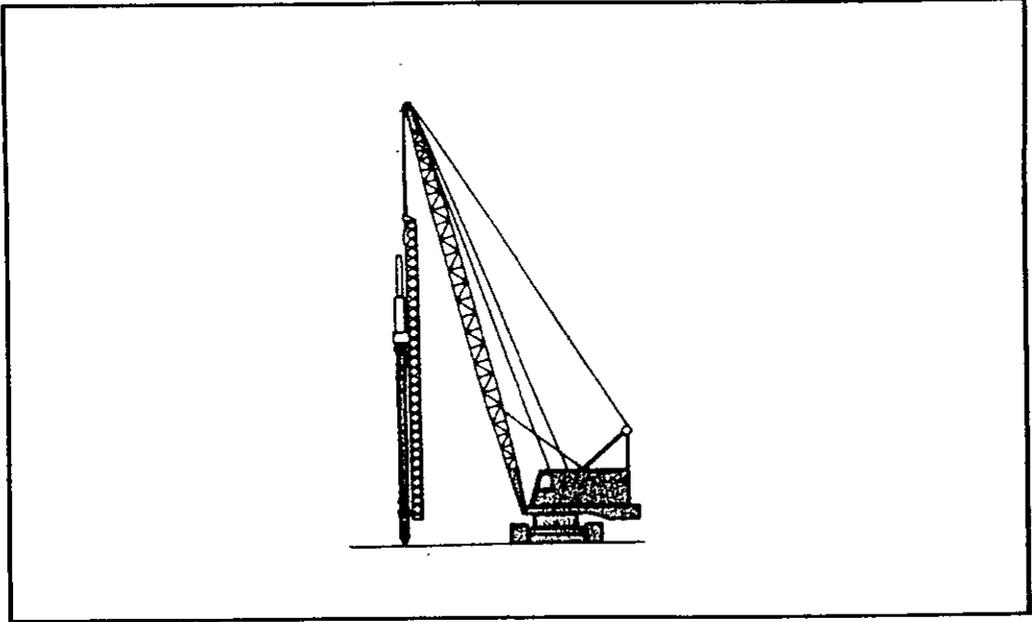


FIGURA 5.2. RESBALADERA FIJA.

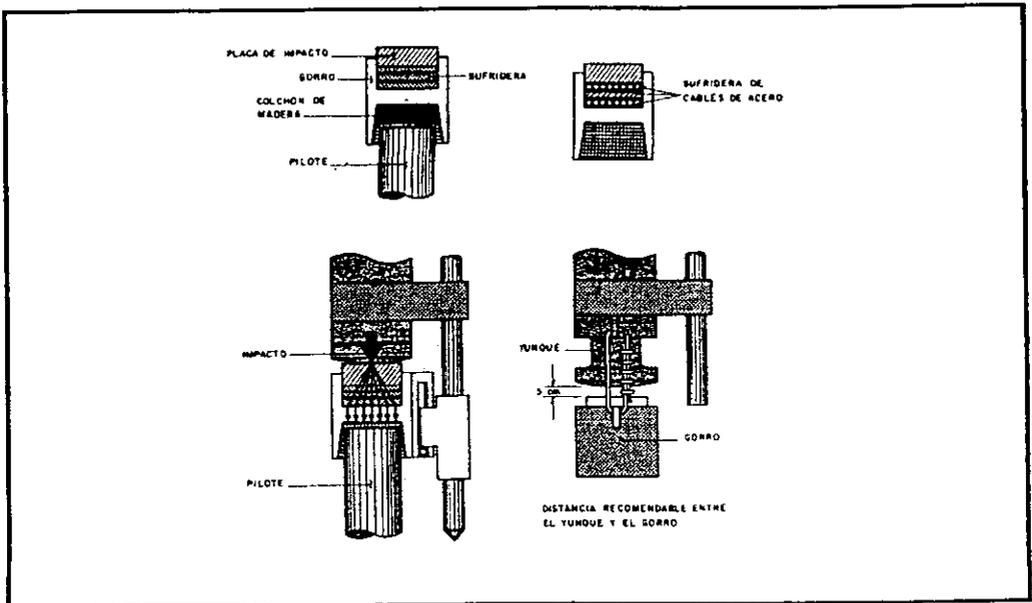


FIGURA 5.3. GORROS.

## PERFORACIÓN GUÍA.

Antes de hincar los pilotes, por especificación de proyecto se requería de una perforación cuyo objeto era servir de guía y con esto facilitar el hincado para alcanzar los estratos resistentes y también evitar movimientos excesivos en la masa de suelo adyacente.

Como los materiales que se tenían que atravesar eran arcillosos blandos y con alto contenido de agua se practicó una perforación sin extraer el material, o sea remoldeándolo enérgicamente mediante rotación dentro del agujero, utilizando una broca espiral.

La broca espiral fue cilíndrica, la cual esta formada por una hélice colocada alrededor de una barra central; los elementos de corte están constituidos por cuchillas de acero de alta resistencia colocadas en su extremo inferior. Esta broca tiene una caja donde penetra la punta del barretón para su acoplamiento, siendo fijadas por un perno o seguro (figura 5.4.).

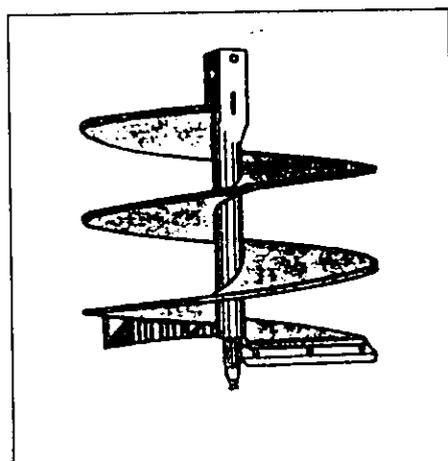


FIGURA 5.4. BROCA CILÍNDRICA.

## **FABRICACIÓN DE PILOTES DE CONCRETO.**

### **Preparación de camas de colado.**

Los pilotes se fabrican sobre plataformas de concreto de 5 a 10 cm de espesor coladas sobre una base de material compactado, que sirve para el apoyo y fijación de los moldes para la fabricación; para esto último tienen integrados unos elementos de madera o metal que ayudan a la fijación de las cimbras.

### **Moldes.**

Son los dispositivos que reciben el concreto y generalmente se forman a base de tableros modulares de madera, triplay, lámina o sus combinaciones, que permiten darle al pilote la sección requerida. Deben estar diseñados para soportar las presiones del concreto durante su colocación, acomodo por vibrado y ser suficientemente rígidos para conservar su forma sin alteraciones.

Los moldes para el colado deben estar hechos de materiales durables tales como metal, plástico o concreto. Lo recomendable es tener una cimentación de concreto bajo la plataforma del colado.

Los moldes utilizados para los pilotes para el tramo elevado del Metropolitano Línea "B" de la Ciudad de México fueron de sección cuadrada que son los más comunes por su facilidad de manejo en su fabricación y colocación.

Los moldes de sección cuadrada presentan una ventaja importante puesto que es usual realizar ciclos de fabricación de manera tal que sea posible usar los mismos pilotes ya colados en

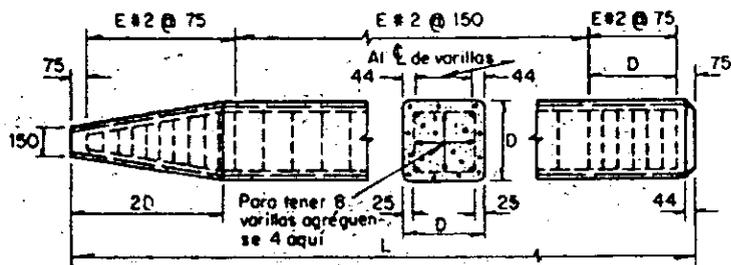
una primera fase como cimbra de los siguientes (figura 5.6.). De igual forma se pueden usar los lechos de pilotes ya contruidos como camas de colado de los siguientes.

Antes de colar lo pilotes se debe colocar un recubrimiento en la superficie de contacto de la cimbra para facilitar su despegue, el cual puede ser a base de grasa, aceite quemado, parafina con diesel, polietileno. Etc.

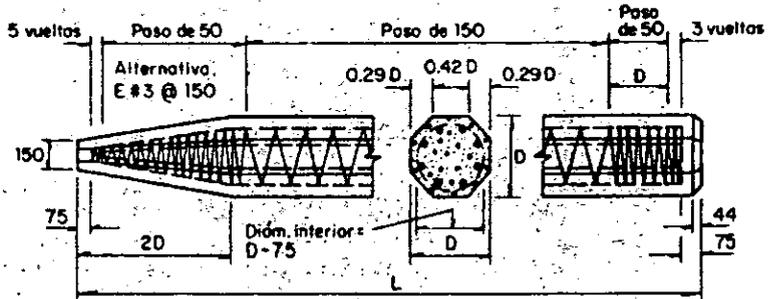
### **Acero de refuerzo.**

Los pilotes se refuerzan con acero para resistir los momentos flexionantes debidos al manejo, a esfuerzos combinados axiales y de flexión inducidos por el hincado y por las cargas estáticas y a los esfuerzos de tensión ocasionados por el izado. Deben tener entre 1 y 4% de acero, usando varillas del N°5 como mínimo coladas longitudinalmente y alejadas de la cara cuando menos 40 mm más el grueso de los estribos, que deben ser del N°2 como mínimo y separados no más de 16 diámetros de varilla, 48 diámetros del estribo, o el lado o diámetro del pilote (figura 5.7.).

El acero de refuerzo se debe colocar con precisión y protegerse adecuadamente contra la oxidación y otro tipo de corrosión antes de colar el concreto. Todo el acero de refuerzo deberá de estar libre de costras de óxido, suciedad, grasa, aceite u otros lubricantes o substancias que pudieran reducir su adherencia con el concreto.



Pilotes cuadrados



Pilotes octagonales

Zunchado

D, cm	40	50	60
Var. No.	5	4	3

Acotaciones en mm

FIGURA 5.7. ACERO DE REFUERZO EN PILOTES.

## Concreto.

Los pilotes de concreto precolados deben de tener para fines de durabilidad cuando menos 336 kg. de cemento por metro cúbico de concreto. Además, se debe limitar el revenimiento de una mezcla de concreto a un mínimo compatible con los requerimientos y métodos de colocación, de 0 a 7.5 cm.

Se debe efectuar cuando menos una serie de pruebas de compresión en cilindros por cada 15 m<sup>3</sup> de concreto colado y no menos de dos especímenes individuales. Los especímenes cilindricos deberán curarse bajo las mismas condiciones que los pilotes de concreto.

La colocación del concreto se puede realizar empleando bombas directas de las ollas, mediante canalones, con carretillas, bachas, etc.

La compactación del concreto deberá hacerse con vibradores de alta frecuencia. Los moldes deben ser lo suficientemente rígidos para resistir el desplazamiento o los daños debidos a la vibración.

El concreto deberá mantenerse arriba de los 10° C y en estado húmedo cuando menos durante siete días después de su colocación hasta alcanzar la resistencia de proyecto. Los moldes deberán retirarse una vez que el concreto tenga la resistencia suficiente, para evitar deformaciones.

La resistencia del concreto en el tramo elevado del Metropolitano Línea "B" de la Ciudad de México fue de 300 kg./cm<sup>2</sup>, que es adecuado para la zona donde existen suelos blandos a medios, siendo esta precisamente la que se encuentra en este tramo elevado.

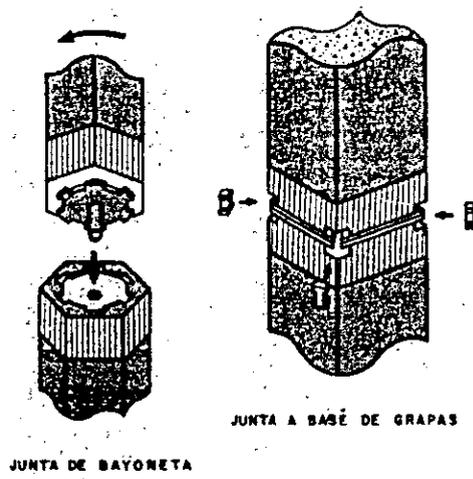
### **Juntas.**

En algunas ocasiones es necesario hincar varios tramos de pilotes para lo cual se han diseñado varios tipos de juntas de unión que van desde la soldadura a tope de dos placas previamente fijadas a los tramos del pilote, que es el que se uso en este caso de la cimentación del tamo elevado (figura 5.8), hasta mecanismos más sofisticados.

### **Manejo y almacenamiento temporal.**

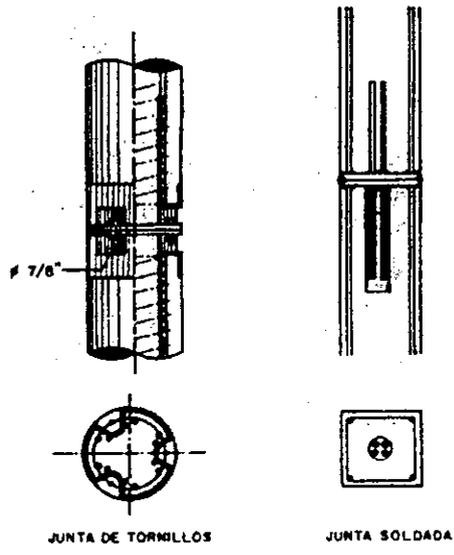
Para el despegue, transporte y almacenaje de los pilotes han sido preparados ciertos puntos a lo largo de los mismo, estructuralmente apropiados para esas maniobras, de manera de reducir al mínimo el peligro de fracturas. Los puntos de izaje están constituidos por "orejas" de varilla usados en este caso del tramo elevado (figura 5.9), cable de acero o placa que se fijan previamente al acero de refuerzo y que quedan ahogadas en el concreto.

Los pilotes cortos se pueden manejar mediante un solo punto de izaje , este debe de estar colocado a  $0.293L$  de la cabeza, siendo L la longitud del pilote. Para dos y tres apoyos su ubicación se marca en la figura 5.9. para el transporte de pilotes se recomienda el uso de balancines con dos o más punto de izaje.



JUNTA DE BAYONETA

JUNTA A BASE DE GRAPAS



JUNTA DE TORNILLOS

JUNTA SOLDADA

FIGURA 5.8. JUNTAS DE PILOTES.

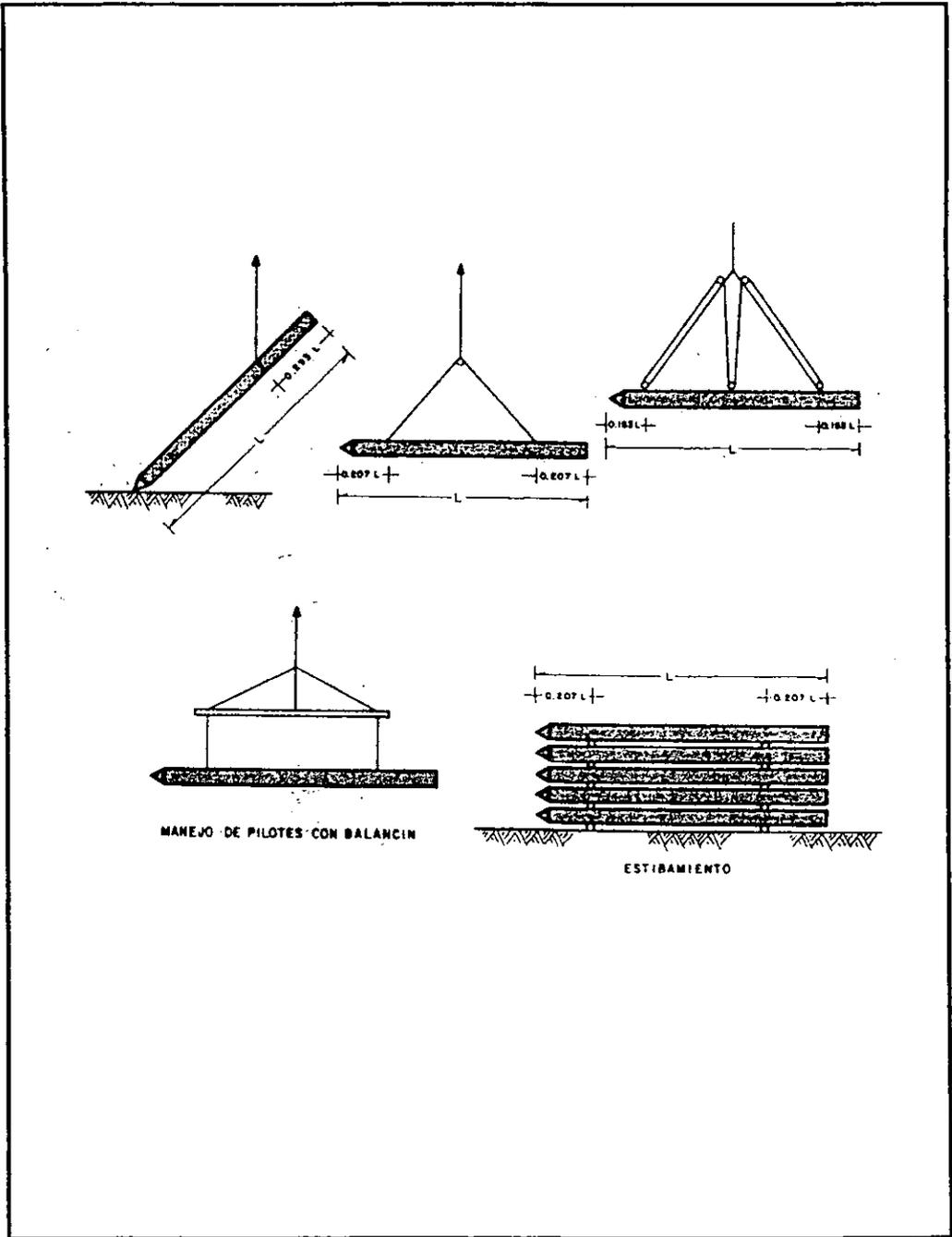


FIGURA 5.9. MANEJO Y ALMACENAMIENTO DE PILOTES.

## 5.2. HINCADO DE PILOTES DE FRICCIÓN.

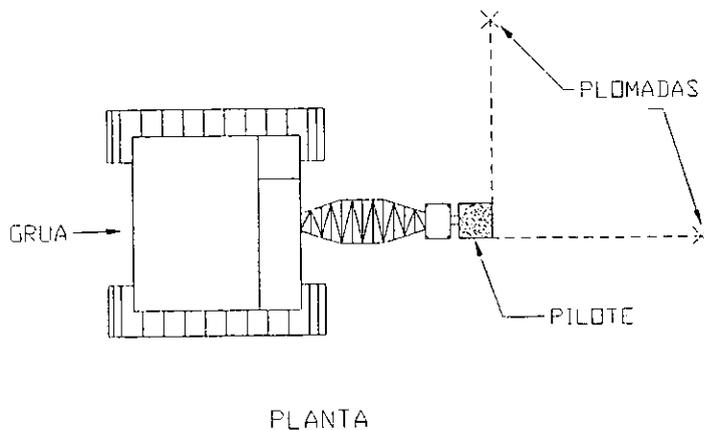
La construcción de la cimentación se realizó con pilotes precolados de 40 x 40 cm. con una longitud del cada pilote de 10 mts. y una  $f'c = 300 \text{ kg./cm}^2$ , y una profundidad de 30 mts.

A continuación describiremos el procedimiento del hincado de pilotes que se llevó a cabo para realizar esta cimentación:

1. Primero los topógrafos con su equipo trazan la zapata donde se colocarían los pilotes, siendo un total de 22.
2. Paso siguiente se perforaba por especificación de proyecto una longitud de 8m en cada lugar en donde se iba a hincar el pilote la cual servía como guía, la perforación la realizaba una máquina perforadora sobre camión y una broca cilíndrica rotatoria de 40 cm de diámetro.
3. Ya estando los pilotes en la obra lo primero que se hacía era ponerles marcas a cada metro a todo lo largo del pilote con el fin de que el supervisor pudiera determinar con facilidad el número de golpes necesarios para hincar cada metro del pilote.

4. Paso siguiente se izaba el pilote manejándolo con un estrobo que era sostenido por la grúa en el punto correcto que es a  $0.207 \times L$  de los extremos del pilote.
5. El pilote se colocaba en la perforación pero antes se verificaba su verticalidad con la ayuda de dos plomadas que se colocaban en ángulo de  $90^\circ$ , tomando como referencia un vértice el pilote (figura 5.11.).
6. En seguida se acoplaba la cabeza del pilote al gorro del martillo piloteador, que era un martillo DELMAG modelo D12 con un peso de 2750 kg. Este martillo se eligió en base al peso del pilote y a la profundidad de hincado que era de 30 mts.
7. Paso siguiente se accionaba el disparador del martillo con lo cual daba inicio el hincado del pilote, hasta quedar a nivel del piso.
8. En seguida se izaba otro pilote para empalmar y seguir con el hincado, se ligaban a través de una placa que era soldada con una soldadura AGA B-10 7018 después de haber puesto en total verticalidad el pilote que continuaría.
9. Después de soldar se volvía a acoplar la cabeza del pilote en el gorro del martillo y se accionaba nuevamente el disparador del martillo para continuar con el hincado.
10. Este procedimiento seguía hasta hincar un total de tres tramos de pilote.

11. Una vez estando el pilote a nivel del terreno natural, con la ayuda de un seguidor, que era izado se procedía a hincar el pilote hasta la profundidad de diseño abajo del terreno natural.
12. Posteriormente con la grúa se recuperaba el seguidor. El seguidor era un tubo metálico en forma de pilote que en la punta tiene un gorro de protección y esta graduado para ver la distancia que se requiere hincar el pilote bajo la superficie.
13. El promedio de pilotes hincados por día era al rededor de 6 pilotes los cuales tenían una profundidad de 30 mts.



**FIGURA 5.11. POSICIONAMIENTO VERTICAL DE UN PILOTE CON AYUDA DE PLOMADAS.**

### 5.3. CONTROL DE CALIDAD.

La instalación de pilotes de concreto debe efectuarse de tal manera que se garantice la integridad estructural del pilote y se alcance la integración deseada con el suelo, en forma tal que el pilote pueda adecuadamente cumplir con su cometido.

Para cumplir con lo anterior se requiere de un buen control de calidad, puesto que con ello se garantiza la buena aplicación de los procedimientos constructivos y obtener los resultados satisfactoriamente para la funcionalidad de la estructura. Para lograr tal cometido la Secretaria General de Obras Comisión de Vialidad y Transporte Urbano de la Ciudad de México fue la encargada de realizara la supervisión para alcanzar la optima funcionalidad de la obra, puesto que en muchos casos por falta de ética profesional las cosas se realizan a la ligera sin poner la atención que se merece tanto a los procedimientos constructivos como al material que se utiliza para realizarlos.

La supervisión se realizó ya que muchas de las veces por un descuido el pilote no se hince en la posición adecuada, y esto es un problema porque si se trata de corregir la posición una vez iniciado el hincado esto da lugar a flexión en algunos casos excesiva y a daños en el pilote. Por lo que es casi imposible corregir la verticalidad una vez comenzado el hincado, sin que se generen esfuerzos flexionantes.

Otros de los aspectos que el supervisor debe verificara para la prevención de daños al pilote durante el hincado son los siguientes:

1. Usar un material de amortiguamiento adecuado entre el gorro de acero del martillo y la cabeza del pilote.
2. Para reducir los esfuerzos de hincado, usar un pistón pesado con baja velocidad de impacto (carrera corta) para obtener la energía de hincado deseada en vez de un pistón ligero con una alta velocidad de impacto (carrera larga). Ya que los esfuerzos de hincado son proporcionales a la velocidad de impacto del pistón.
3. Reducir la velocidad del pistón o la carrera al principio del hincado cuando se encuentre en suelos de baja resistencia.
4. Asegurarse de que el gorro del martillo se ajuste ligeramente alrededor de la cabeza del pilote para que el pilote pueda girar.

El hincado de pilotes de concreto precolados debe hacerse con sumo cuidado para minimizar los esfuerzos de tensión desfavorables que se generan cuando la resistencia al hincado es baja. Generalmente se presentan dos problemas:

Se pueden formar grietas horizontales de tensión regulares durante las etapas iniciales de hincado, cuando la resistencia al hincado es baja.



Todo lo expuesto anteriormente se tiene que cuidar mucho, puesto que una buena supervisión dará como resultado un buen trabajo y excelentes resultados para la funcionalidad del proyecto que sé este realizando.

Por otra parte, actualmente con el tratado de libre comercio y la aplicación de normas como la ISO9000 las empresas supervisoras deberán desaparecer, puesto que la ética de los constructores debe ser tal que brinde óptimos resultados, sin tener que recurrir a alguien que los este supervisando, ya que el constructor debe tener la suficiente capacidad para hacer las cosas como se deben, porque es un profesional.

## CONCLUSIONES.

El resultado de esta investigación se puede manifestar de trascendente ya que proporciona información acerca del Sistema del Transporte Colectivo Metro, transmitiendo y recordando que es un importante medio de transporte que busca mejorar las condiciones sociales y económicas de los habitantes de esta ciudad, puesto que reduce los niveles de contaminación al sustituir a varios vehículos y con ello mejorar la circulación vial, dando a la ciudadanía una condición más sana de vida. Un punto de interés es que la línea proyectada en su desarrollo comprende varios tipos de suelos, un 24% esta alojada en la zona de lago que es la más conflictiva para construir estructuras de las dimensiones para soportar un tren, otro 19% se aloja en la zona de transición que tampoco es la óptima, lo cual representa un problema para cimentar dicha obra, sin embargo al obtener el conjunto de estudios geológicos, físicos, mecánicos y con ellos la elaboración de un esquema físico de la estratigrafía, los ingenieros basándose en su experiencia por líneas construidas con anterioridad, realizan y plantean sus hipótesis para posteriormente mediante acuerdos en conjunto tomar una decisión que satisfaga las necesidades y especificaciones de dicha obra. La realización de estas investigaciones dieron como resultado la proyección de una cimentación a base de pilotes de fricción, puesto que en la zona donde se construiría esta obra existe un hundimiento regional importante y si se utilizaban pilotes de punta la estructura emergería al cabo del tiempo, una cuestión importante fue que para tomar la decisión de la cimentación a utilizar, se tuvieron que realizar una serie de sondeos preliminares los cuales ayudaron para ver la profundidad a que se iban a hincar los pilotes y

determinar en una forma exacta la cantidad de sondeos adicionales para la realización de la investigación de detalle y conocer con más precisión la situación del suelo en que se realizaría la obra, con esta investigación de detalle se decidió que tipo de pilotes de fricción se utilizarían, dando como resultado pilotes prefabricados de concreto armado con una sección cuadrada de 40 x 40 centímetros y una longitud de 30.00 metros, puesto que este tipo de pilotes serían más prácticos que otros y la obra causaría menos conflictos a la circulación ya que la maquinaria que se utilizaría sería solo para el hincado y se evitaría la fabricación de los pilotes en el lugar.

La realización de la investigación me permitió estar presente en la obra cuando se realizaban los trabajos de hincado de pilotes, lo cual es de gran apoyo para el futuro profesional ya que esto es algo poco frecuente y permite conformar la realidad del proceso sin perder detalle como lo es observar directamente el acomodo y estibamiento de los pilotes, ver a la cuadrilla de topógrafos trazar la zapata, observar la realización de la perforación previa, su maquinaria y equipo, así como la preparación de los pilotes, la grúa que se utilizó para el hincado, el martillo de combustión interna, el gorro de protección, la resbaladera colgante para guiar el pilote, el hincado propio de los pilotes, la unión de los pilotes por medio de la soldadura de los placas que se encontraban en sus extremos y darle la profundidad de diseño por medio de un seguidor que se recuperaba una vez alcanzado dicha profundidad, además de verificar rendimientos reales para futuras aplicaciones. Como por ejemplo en esta obra en particular los rendimientos fueron de 6 a 7 pilotes hincados de 30.00 metros por día.

Los problemas que se presentan en esta obra son principalmente económicos, ya que los trabajos se realizaron en la época de la devaluación por lo que sólo se contó con una sola cuadrilla de ocho personas incluyendo a dos Ingenieros y una sola grúa para el hincado, otro problema que se observó fue el control de calidad puesto que mientras el supervisor esta presente todo se hace conforme a las especificaciones del proyecto, sin embargo cuando se va el supervisor las cosas no se hacen como se debe, por ejemplo algunos pilotes al terminar el hincado quedan flojos en la parte superior, esto se solucionaba relleno la perforación previa con concreto para que la cohesión fuera la adecuada para que trabajara el pilote, pero cuando el supervisor no se encontraba se relleno la perforación con tierra revuelta con basura sin compactación y sólo superficialmente se ponía concreto para disimular, otra situación también fue el hecho de que no se cuenta con el personal suficiente y especializado para la realización de algunos trabajos, puesto que una ocasión no asistió a trabajar el soldador reportándose enfermo y esto fue causa de que no se trabajara más de medio día por no contar ni encontrar alguien con la capacidad para realizar este trabajo.

## BIBLIOGRAFÍA.

- MANUAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PILAS Y PILOTES.  
SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS.
- CIMENTACIONES  
A. L. LITTLE.  
ED. CONTINENTAL.
- INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES  
B. SOWERS Y F. SOWERS.  
ED. LIMUSA.
- PLAN RECTOR DE VIALIDAD Y TRANSPORTE DEL DISTRITO  
FEDERAL.  
COVITUR.
- CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y GEOTECNICAS DEL VALLE  
DE MÉXICO.  
COVITUR.
- CRECIMIENTO DE PUESTA EN OPERACIÓN DE REDES DE  
FERROCARRILES URBANOS.  
COVITUR.
- REVISTA DE LA FEDERACIÓN DE COLEGIOS DE INGENIEROS  
CIVILES DE LA REPÚBLICA MEXICANA A.C.  
PUBLICACIÓN MARZO/ABRIL '97.