

41121  
13



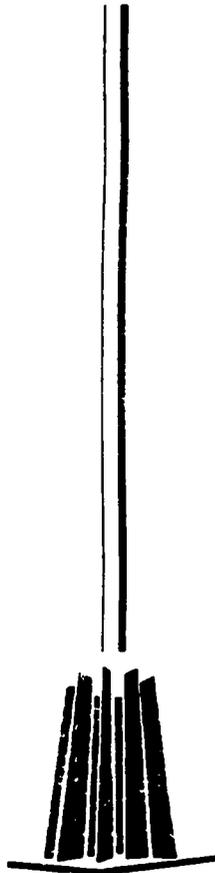
UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES**  
**ARAGÓN**

**"Estudio de Mecánica de Suelos para un Edificio de 16 Niveles,  
Ubicado en Avenida de las Flores, Lotes 6, 7 Y 8, en Lomas  
Country Club, Huixquilucan, Estado de México"**

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
**I N G E N I E R O C I V I L**  
**P R E S E N T A:**  
WILBERT ERNESTO GONZALEZ SÁNCHEZ

ASESOR: ING. GABRIEL RUIZ GONZALEZ



MÉXICO

2004

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

A



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.

**TESIS CON  
FALLA DE  
ORIGEN**

# PAGINACION DISCONTINUA

...



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN  
DIRECCIÓN

WILBERT ERNESTO GONZALEZ SANCHEZ  
Presente

Con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobado su tema de tesis y asesor.

TÍTULO:

"ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA UN EDIFICIO DE 16 NIVELES, UBICADO EN AVENIDA DE LAS FLORES, LOTES 6, 7 Y 8, EN LOMAS COUNTRY CLUB, HUIXQUILUCAN, ESTADO DE MÉXICO"

ASESOR: Ing. GABRIEL RUIZ GONZÁLEZ

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México, 5 de marzo de 2003.

LA DIRECTORA

  
ARG. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



  
C p Secretaría Académica  
C p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil  
C p Asesor de Tesis

LTG/AIR/la  


Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo profesional.

NOMBRE: Wilbert Ernesto  
González Sánchez  
FECHA: 04-12-2003  
FIRMA: 

Con cariño, admiración y respeto:

A mis **padres**:

Por todo su paciencia y apoyo mostrados en todo momento que con su invaluable e inquebrantable esfuerzo me impulsaron a lograr este importante objetivo.

C.P. Roberto W. González Garbosa.

C.P. Ma. Del Carmen Sánchez Marroquín.

A mi **hermano** por todo su apoyo, amistad y confianza brindada.

Roberto de Jesús González Sánchez

A mis **maestros** por su paciencia al transmitirme sus conocimientos y experiencia, al aprender no solo a nivel académico sino que también a nivel personal.

Al **Ing. Gabriel Ruiz González** por transmitirme su experiencia y por el tiempo que dedico a dirigir este trabajo.

A la **U. N. A. M.** Por abrirme sus puertas para formarme como Ingeniero Civil

A mis **amigos y compañeros** por permitirme aprender de ustedes y con ustedes, por acompañarme en la realización de este objetivo.

A todos los que confiaron en mi y que nunca se verán defraudados.

Gracias.

TESIS CON  
FALDA DE ORIGEN

C

## **INDICE**

	<b>TEMAS</b>	<b>PAG.</b>
<b>CAPITULO 1</b>	<b>INTRODUCCION</b>	<b>1</b>
<b>CAPITULO 2</b>	<b>ANTECEDENTES</b>	<b>4</b>
<b>CAPITULO 3</b>	<b>EXPLORACIÓN Y MUESTREO DE SUBSUELO</b>	<b>21</b>
<b>CAPITULO 4</b>	<b>PRUEBAS DE LABORATORIO</b>	<b>45</b>
<b>CAPITULO 5</b>	<b>CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO EN EL PREDIO DE INTERES</b>	<b>67</b>
<b>CAPITULO 6</b>	<b>ANÁLISIS DE CIMENTACION</b>	<b>83</b>
<b>CAPITULO 7</b>	<b>ESTABILIDAD DE TALUDES</b>	<b>108</b>
<b>CAPITULO 8</b>	<b>SISTEMA DE CONTENCIÓN</b>	<b>119</b>
<b>CAPITULO 9</b>	<b>PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO</b>	<b>149</b>
<b>CAPITULO 10</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>175</b>
	<b>ANEXO FOTOGRAFICO</b>	<b>177</b>
	<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>183</b>

# Capítulo I

**E**l ingeniero civil es aquel que tiene conocimientos en diversas áreas y esta capacitado para aplicarlos primordialmente en la realización de obras de infraestructura, en las etapas de estudio, planeación, diseño, organización, construcción, operación y mantenimiento. Los conocimientos a aplicar deben ser manejados con habilidad y detalle para así dar respuesta de forma integral a las necesidades que se demandan en este país.

Analizar, diseñar, organizar, presupuestar, ejecutar, supervisar, desarrollar tecnología y adaptar tecnología a las necesidades particulares de algún problema, son algunas de las tareas del ingeniero civil, ya que el crecimiento de este país lo requiere al igual que su sociedad.

Una obra civil debe cubrir dos aspectos fundamentales, que son: la funcionalidad y la economía del proyecto. Esto quiere decir que se deben estudiar las necesidades que con respecto a la función cumplirá la obra y al hablar de economía me refiero que debe ser barato, pero siempre teniendo en cuenta la calidad de materiales, mano de obra, mano de obra especializada si es requerida, equipo y tecnología, etc.

La mecánica de suelos es la ciencia que estudia las propiedades mecánicas y físicas del suelo, esto quiere decir que antes de que se construya "algo". Se tiene la obligación de conocer la superficie en la que se va a construir ya que los estudios de la mecánica de suelos nos arrojará resultados como: composición de diferentes estratos, propiedades índice, mecánicas e hidráulicas, resistencia y comportamiento ante cargas externas e internas. En los que nos basaremos para la construcción de la subestructura, además de contar con este apoyo, el ingeniero civil recabará la mayor información posible de construcciones y predios (INEGI) aledaños para así poder contar con la mayor información posible.

En forma general una obra civil esta formada por dos componentes: la subestructura y la superestructura. La subestructura son los cimientos, su función es la de soportar y transferir las cargas de la estructura.,soportara el peso propio, el peso de la superestructura y transferirá las cargas de la mejor forma posible al subsuelo. La superestructura son los muros, techo, columnas, trabes, detalles, superficies de rodamiento, tanques de almacenamiento, es decir prácticamente lo que esta a la vista de una obra civil.

La cimentaciones se clasifican en: superficiales, someras y profundas.

**Cimentaciones Superficiales (zapatas aisladas, corridas y losa de cimentación).**- Tienen una profundidad de desplante menor que el ancho de los elementos que constituyen la cimentación. Este tipo de cimentación se utiliza en suelos compactos de baja a media compresibilidad, para su construcción no es necesario el uso de maquinaria pesada y su diseño no acepta esfuerzos de tensión.

**Cimentaciones Someras (Cajón de cimentación).**- Se puede utilizar este tipo de cimentación en suelos de compresibilidad media, alta o muy alta. El desplante en el terreno es una losa corrida apoyada en las contratraves dispuestas en dos direcciones, muros de contención y losa tapa. Es muy importante garantizar la impermeabilidad de este tipo de cimentación, ya que si el nivel de aguas freáticas se encuentra a una profundidad menor que la de desplante es muy probable que se presente el problema de filtración y esto además de dañar la subestructura no aprovecharíamos el efecto de flotación que se considerara en el proyecto. Este tipo de cimentación puede ser compensada, parcialmente compensada y sobrecompensada.

**Cajón de cimentación compensada.**- Son aquellas en el que el peso del edificio es igual al peso del volumen de tierra desalojada. Es necesario para su buen funcionamiento que el centro de cargas coincida con el centro geométrico del área de sustentación. Es recomendable que las contratraves se calculen para absorber expansiones y hundimientos.

**Cajón de cimentación parcialmente compensado.**- Es aquel que el terreno excavado pesa menos que el edificio. En el análisis de los mismos se deben considerar principalmente los hundimientos diferenciales que se obtengan según el estudio de mecánica de suelos, aun

---

cuando sus resultados se den considerando una placa flexible que en el diseño tendrá que adecuar con la rigidez de la cimentación. A mayor rigidez menor hundimiento diferencial.

**Cajón de cimentación sobrecompensado.-** El edificio pesa menos que el volumen de tierra excavada, tendiendo naturalmente a emerger hasta lograr su total equilibrio. Para evitar en lo posible, su emersión, se recurre a pilotes trabajando a tensión, dentellones laterales para ayudarse con el peso del terreno adyacente e incrementar los pesos de carga muerta como pueden ser losas de gran espesor de concreto armado. Cisternas enterradas cuando están vacías, silos subterráneos (gasolineras), el metro bajo la superficie, estacionamientos subterráneos son algunos ejemplos de este tipo de cimentación.

**Cimentaciones Profundas (Pilas, y pilotes).-** Cuando se pretende construir estructuras pesada sobre suelos muy compresibles, de tal manera que por medio de un cajón de cimentación razonablemente económico sea insuficiente para controlar los asentamientos totales, deberá recurrirse a cimentaciones profundas. En algunas ocasiones las propiedades del suelo "superficial" no son apropiadas para permitir el uso de cimentaciones superficiales o someras, será necesario buscar terrenos de apoyo mas resistentes a mayor profundidad. Pilotes no exceden de un diámetro de 0.5m y las pilas son de un diámetro de 0.5m a 3m (*ver capítulo 6 sobre su clasificación*). Estas cimentaciones se dividen en pilas o pilotes de punta y pilotes de fricción o mixto.

**Pilote de fricción.-** Desarrollan su resistencia por la fricción lateral que se genera contra el suelo que los rodea. Esta cimentación se utiliza en el caso de que no se encuentre un estrato resistente a una profundidad económica y prácticamente inalcanzable, o bien cuando el estrato compresible en el que se apoya la estructura se encuentra sujeto a hundimientos regionales inaceptables. Generalmente se hace una perforación mínima, previa con fines de guía para su hincado posterior.

**Pila o pilote de punta.-** Su capacidad de carga la desarrollan con apoyo directo en un estrato resistente. Obviamente, cuando se tiene un estrato resistente relativamente poco profundo, y no se presentan problemas por hundimiento regional en el estrato superior, es mas económico el uso de pilas o pilotes de punta, de acuerdo con la magnitud.

**Pilote mixto.-** Aprovecha la fusión de los dos efectos. Existe una parte de longitud de pilote con perforación y la punta apoyada en un estrato resistente.

Este trabajo "**Estudio de Mecánica de Suelos para un edificio de 16 niveles, ubicado en Avenida de las Flores, lotes 6, 7 y 8, en Lomas Country Club, Huixquilucan, Estado de México.**" Tiene como principal objetivo mostrar como se realiza el diseño, desde un punto de vista de mecánica de suelos, la selección de la cimentación mas adecuada para la estructura y el sistema de contención.

El presente trabajo se desarrolla en 10 capítulos, en los que se presenta lo siguiente:

Capítulo 1, es esta introducción.

Capítulo 2, en donde se describen las características generales del subsuelo de la Ciudad de México y la zona metropolitana.

Capítulo 3, se describen los principales métodos y técnicas de exploración y muestreo de suelos.

Capítulo 4, se resumen las pruebas de laboratorio de mayor importancia, que se le aplican a las muestras obtenidas.

Capítulo 5, se proponen los métodos de exploración y muestreo así como las pruebas de laboratorio, a emplearse para la determinación de las características y propiedades del suelo en los predios de interés.

Capitulo 6, en base a los resultados de exploración, muestreo y pruebas de laboratorio, se establece el tipo de cimentación que se estima como factible para la estructura proyectada.

Capitulo 7, para definir correctamente el procedimiento constructivo de la estructura, se presentan los cálculos del análisis de la estabilidad de taludes.

Capitulo 8, se presentan los resultados de los cálculos de las anclas y se presentan los diferentes tipos que hay.

Capitulo 9, se indica el procedimiento constructivo a seguir para la excavación e instalación de las anclas, procedimiento de las zapatas y pilas de punta.

Capitulo 10 se muestran las conclusiones y recomendaciones a las que llegue al final de este trabajo.

# Capítulo II

## Zonificación del subsuelo del Área Urbana de la Ciudad de México.

Los sondeos realizados a diferentes profundidades y la observación directa de las formaciones superficiales han permitido establecer una clasificación del subsuelo del área urbana de la Ciudad de México. Atendiendo a las características estratigráficas y a las propiedades mecánicas, particularmente la compresibilidad y la resistencia de los depósitos de la cuenca (pétreos, aluviales y lacustres), Raúl Marsal y Marcos Mazari elaboraron una carta (1959) en donde se presenta la zonificación del área urbana de la Ciudad de México en tres zonas:

- Zona de Lomas o Pétreo.
- Zona de Transición o Aluvial.
- Zona de Lago o Lacustre.

Estas zonas cuentan con transiciones en sus fronteras.

Las investigaciones posteriores permitieron actualizar y ampliar la zonificación hecha inicialmente en 1959. En la figura 2.1 se presenta la zonificación geotécnica actualizada de la ciudad de México, hecha de una serie de trabajos realizados por COVITUR en el año de 1988.

### Aspectos Geológicos de la formación de los suelos de la zona de lago de la Ciudad de México.

La cuenca del valle de México se formó después de una época de intensa actividad volcánica, en la cual fueron apareciendo las sierras (Sierra de Pachuca, Sierra las Pitallas, Sierra de Tezontlalpan, Sierra de Tepetzotlan, Sierra Guadalupe, Sierra las Cruces, Sierra Chichinautzin, Sierra Nevada, Sierra Río Frio y Base y Sierra Tepozan). El conjunto de montañas formó un vaso de almacenamiento natural. El cierre total de la cuenca ocurre durante el Cuaternario Superior, existían 2 grandes valles que drenaban hacia el sur en el Río Amacuzac, El valle más grande drenaba hacia la Sierra de las Cruces y pasaba por lo que ahora es Xochimilco; mientras que el menor corría paralelo a las faldas de la Sierra Nevada hasta llegar a Cuautla.

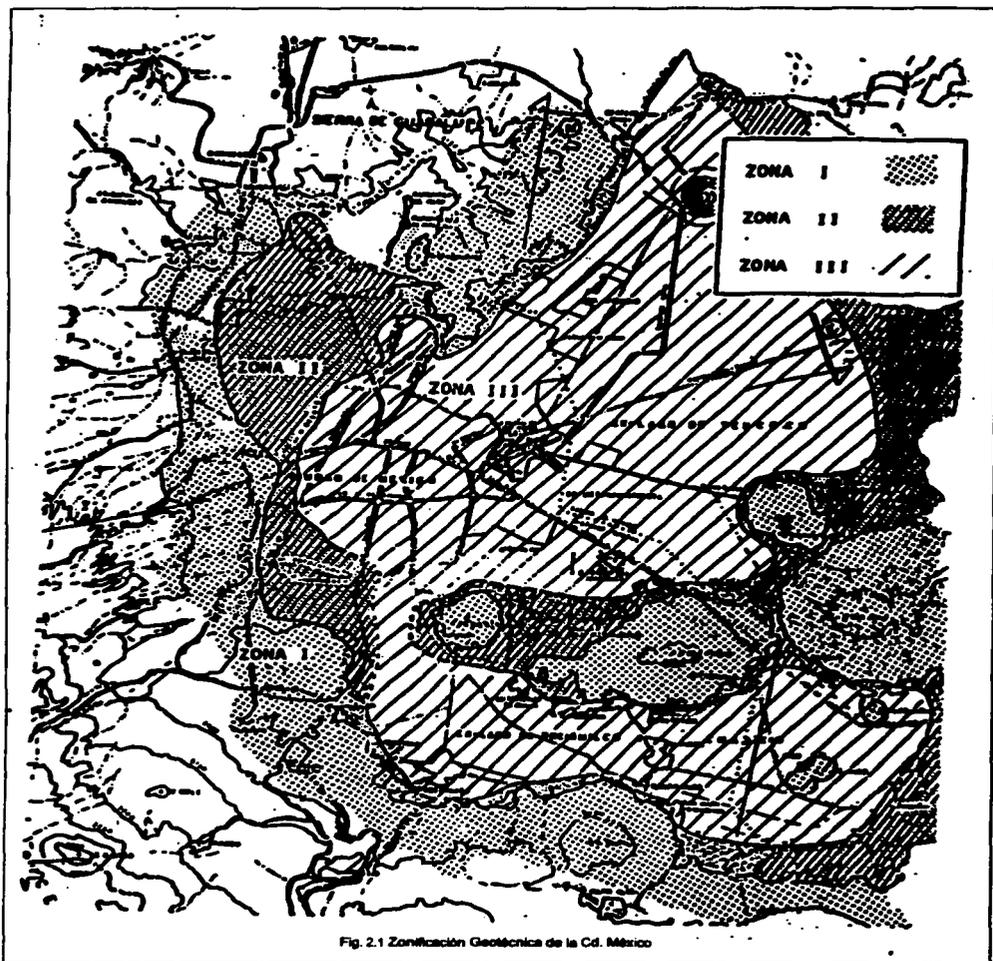
Durante el desarrollo de estos valles se formaron acarreos aluviales que alcanzaron un espesor aproximado de 1000 m. A continuación ocurrió el cierre de la cuenca y se inició la formación de los depósitos lacustres en que descansan los aluviones mencionados. Estos depósitos provienen de la sedimentación de ceniza volcánica transportada por aire o por corrientes de agua hacia los lagos de la cuenca.

### Condiciones estratigráficas del Valle de México.

#### Zona de Lago.

La zona de lago corresponde a los depósitos de la planicie del Valle de México. Una vez cerrada la cuenca, comenzó un proceso de formación de lagos en el que la acción de la temperatura sobre las lluvias habría que definir la composición del subsuelo de esta zona. Si el clima se enfriaba se formaba un lago, pero si había excesivo calentamiento el lago podía desaparecer. Esta interacción concluía con la deposición de las arcillas o la formación de suelos. Durante las épocas de sequía el lago subsistía en las partes centrales de la cuenca continuándose el proceso de deposición de las arcillas y no así en las márgenes, donde las arcillas se intercalaban con frecuencia con suelos secos.

La característica principal de esta zona radica en los grandes espesores de arcillas blandas altamente compresibles, subyaciendo a una costra dura superficial de espesor variable en cada sitio según la localización e historia de cargas. En general, la estratigrafía de la zona es muy regular, aunque deben esperarse variaciones en el espesor de cada estrato en particular. Los mantos arcillosos que se presentan en esta zona no presentan problema alguno para muestrearlos, por lo que la definición de sus propiedades resulta abundante y confiable. En el caso de los lagos de Chalco y Xochimilco, al sur y sureste del Valle respectivamente, la información es escasa y difusa.



FALLA DE ORIGEN

En la Zona de Lago generalmente se identifican cinco estratos principales, denominados, a partir de la superficie, manto o costra superficial, formación arcillosa superior, capa dura, formación arcillosa inferior y depósitos profundos.

**a) Manto superficial.** Se identifican, además de los suelos naturales producto de la desecación de los depósitos lacustres (areno arcillosos o areno limosos), rellenos artificiales con restos arqueológicos, que alcanzan espesores hasta de 10 m en algunos puntos de la ciudad (Plaza de la constitución). Definir un espesor promedio de este estrato sería errático, sin embargo, suele afirmarse que va desde pocos centímetros en el Vaso de Texcoco hasta varios metros en la zona céntrica de la ciudad. Es de mayor resistencia y menor compresibilidad que la formación arcillosa superior, salvo sitios con rellenos en estado muy suelto. Está formada por tres substratos: relleno artificial (RA); son restos de construcción y relleno arqueológico de espesor variable entre 1 y 7 m, suelo blando (SB); son depósitos blandos de origen aluvial intercalados con lentes de material eólico, costra seca (OS); originada por la disminución del nivel del agua, quedando expuestas al sol algunas zonas del fondo.

**b) Formación arcillosa superior.** Se estima un espesor variable entre 25 y 50 m aproximadamente. El espesor de esta formación aumenta en dirección Poniente-Oriente (hacia el Vaso de Texcoco). En la zona céntrica el espesor aumenta en algunos puntos debido a la ausencia de la capa dura, lo que prácticamente convierte en un sólo estrato las formaciones arcillosas superior e inferior. Esta formación de suelos corresponden a la Formación Tacubaya.

Los sondeos y el muestreo en esta zona han permitido obtener datos precisos sobre el contenido de agua natural. Se sitúa en 270% el contenido medio de toda la formación arcillosa superior, aunque en áreas vírgenes poco afectadas por sobrecargas o bombeos, el contenido de agua medio es mayor de 400%.

En esta formación se identifican cuatro estratos principales: 1) Arcilla pre-consolidada superficial (PCS). Los suelos normalmente consolidados bajo la costra superficial (CS) fueron transformados en arcillas pre-consolidadas por efectos de sobrecargas y rellenos. 2) Arcilla normalmente consolidada (NC). Se sitúa por debajo de la profundidad hasta la que son significativas las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos pre-consolidados por el bombeo profundo. 3) Arcilla pre-consolidada profunda (PCP). Debido al bombeo para abastecer de agua potable la Ciudad de México, las arcillas profundas han sufrido un fenómeno de consolidación más acentuado que en las superficiales. 4) Lentes duros (LD). Se hallan intercalados entre los estratos de arcillas. Pueden ser costras de secado solar, arena o vidrios volcánicos.

**c) Capa dura.** Está integrada por depósitos limo-arenosos compactos, poco susceptibles a grandes deformaciones, cementados muy heterogéneamente con carbonato de calcio. Su espesor es variable; hasta los cinco metros en lo que fueron las orillas del lago siendo casi nulo en la zona central del lago que no llegó a secarse. El contenido de agua medio de la capa dura se estima en 50%, aunque se presentan fuertes variaciones en un rango de 20 a 100% debido a la heterogeneidad de los suelos. La resistencia a la penetración estándar de la capa dura es alta.

**d) Formación arcillosa inferior.** Está integrada por arcilla de origen volcánico similar a la que se halla en la formación arcillosa superior pero de mayor consistencia y resistencia. El espesor de esta formación es de unos 15 m al centro del lago, desapareciendo prácticamente en sus márgenes. El contenido de agua medio es menor que el de la formación arcillosa superior ; se estima en 170% aunque en la mayoría de los casos varía entre 100 y 200%.

**e) Depósitos profundos.** Están constituidos por suelos arenosos finos y gravas aluviales limosas en estado muy compacto, cementados con arcillas duras y carbonatos de calcio.

Constituyen acuíferos de alta permeabilidad que han sido explotados para el abastecimiento de agua de la ciudad.

Atendiendo al espesor y propiedades de la costra superficial y a la consolidación inducida, la zona del lago se ha dividido en tres sub-zonas: lago virgen, lago centro I y lago centro II.

*Lago virgen.* Cubre el sector oriente del lago, cuyos suelos conservan sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, la reciente extensión urbana hacia esta zona ha incrementado las sobrecargas en su superficie y el bombeo profundo. la tabla 2.1 muestra las propiedades medias de los estratos de esta zona. La estratigrafía de la misma se observa en la figura 2.2.

*Lago centro I.* Corresponde al sector no colonial de la ciudad que se desarrolló a principios de siglo y que ha estado sujeto a la acción de sobrecargas impuestas por construcciones pesadas y medianas. En la tabla 2.2 se muestran las propiedades de esta sub-zona y en la figura 2.3 la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior. Nótese el considerable aumento de resistencia originado por las sobrecargas.

*Lago centro II.* Corresponde a la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas actuantes en la superficie ha sido muy variable, ocasionando algunas condiciones extremas: a) arcillas fuertemente consolidadas por la acción de rellenos y grandes construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, bajo sitios donde han estado plazas y jardines por mucho tiempo y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Así mismo, el bombeo profundo de los acuíferos ha provocado un aumento general de la resistencia de los estratos arcillosos ha causa de la consolidación inducida (fig. 2.4). La tabla 2.3 resume la estratigrafía y propiedades de la subzona lago centro II.

ESTRATO	ESPESOR m	C Um <sup>2</sup>	C Um	γ grados
Costra Superficial	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie Arcillosa Sup.	38 a 40	1.15	0.5 a 1	-
Capa Dura	1 a 2	-	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa Inf.	15 a 30	1.25	3 a 4	-

Tabla 2.1 Estratigrafía y Propiedades, Lago Virgen

ESTRATO	ESPESOR m	C Um <sup>2</sup>	C Um	γ grados
Costra Superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie Arcillosa Sup.	20 a 25	1.2	1 a 2	-
Capa Dura	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa Inf.	8 a 10	1.30 a 1.35	5 a 8	-

Tabla 2.2 Estratigrafía y Propiedades, Lago Centro I

ESTRATO	ESPESOR m	C Um <sup>2</sup>	C Um	γ grados
Costra Superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie Arcillosa Sup.	20 a 25	1.3	3	-
Capa Dura	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa Inf.	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	-

Tabla 2.3 Estratigrafía y Propiedades, Lago Centro II

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

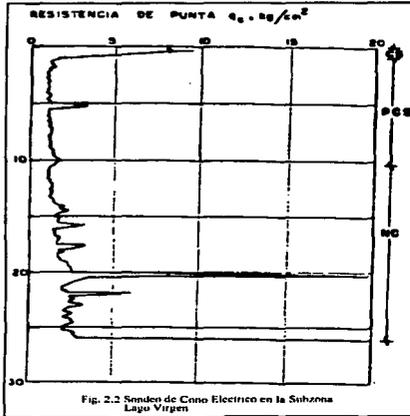


Fig. 2.2 Sonda de Cono Eléctrico en la Subzona Lago Virgen

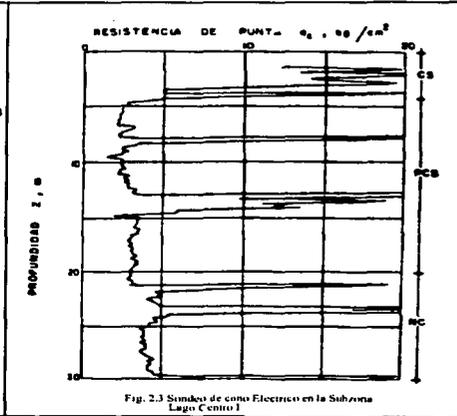


Fig. 2.3 Sonda de Cono Eléctrico en la Subzona Lago Centro I

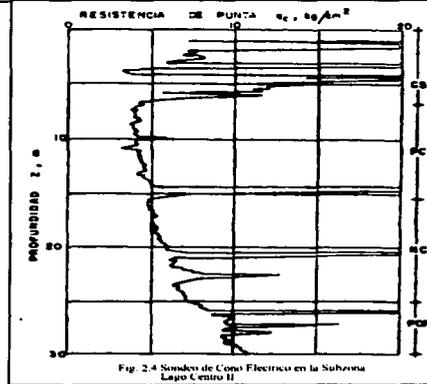


Fig. 2.4 Sonda de Cono Eléctrico en la Subzona Lago Centro II

TRANSICIÓN CON  
FALLA DE ORIGEN

### Zona de Transición

Interestratificada del poniente.

Queda comprendida entre las zonas del lago y de la pétrea; los estratos arcillosos lacustres se hallan intercalados con suelos gruesos de origen aluvial, de espesor variable en función de las transgresiones y regresiones sufridas por el antiguo lago.

La frontera entre las zonas de Transición y del Lago, se estableció donde desaparece la formación arcillosa inferior (aproximadamente donde la capa dura se encuentra a 20 m de profundidad respecto al nivel medio de la planicie).

Atendiendo al espesor de los suelos relativamente blandos y a la cercanía a las Lomas, esta transición se divide en dos sub-zonas; una transición alta y otra baja.

*La sub-zona de transición alta* es la más cercana a las Lomas. Presenta una estratigrafía bastante irregular producto de la disposición cruzada de los depósitos aluviales, cuya frecuencia y disposición están en función de la cercanía a antiguas barrancas. Subyaciendo estos materiales se encuentran mantos arcillosos por encima de los depósitos propios de las Lomas. En la figura 2.5 y en la tabla 2.4 se observan las características estratigráficas de esta sub-zona.

*La sub-zona de transición baja* se ubica en las proximidades a la Zona del Lago. Es característica la formación arcillosa superior con intercalaciones de estratos limo arenosos de origen aluvial, depositados durante los procesos de regresión del antiguo lago. Este fenómeno dio lugar a una estratificación compleja (fig. 2.6), en la que se pueden tener fuertes variaciones en las propiedades y espesores de los estratos, dependiendo para un sitio en especial de su ubicación en relación a antiguas barrancas y ríos. Así es posible establecer una semejanza entre la estratigrafía de la parte superior de transición baja y las sub-zonas Lago Centro 1 y Centro II, sin olvidar que: a) los depósitos aluviales que constituyen el manto superficial presentan capacidades de carga variables b) los materiales compresibles se extienden solo hasta profundidades alrededor de 20 m, c) se presentan interstratificaciones de arcillas y suelos limo arenosos y d) se presentan mantos colgados.

Abrupta cercana a los cerros.

Se ubica entre la zona del lago y cerros aislados como el Peñón de los Baños. Esta transición presenta intercalaciones de numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y lentes delgados de travertino silisificado<sup>1</sup> con los estratos de arcilla lacustre. En la figura 2.7 se puede observar la compleja estratigrafía de una de estas transiciones, en las cercanías al Peñón de los Baños.

El Cerro de la Estrella último afloramiento de la Sierra de Santa Catarina, ubicado al sur del Valle de México tiene una proximidad con derrames de basalto del Ajusco y los potentes conos de deyección formados por los Ríos Contreras y del Ajusco, se formo una zona de transición que separa a los lagos de la Ciudad de México y de Xochimilco. A los flancos de la Sierra de Santa Catarina los rellenos superficiales son escasos, debido a que no pueden lograrse arrastres importantes en tramos tan cortos, solo se aprecian algunas lentes de tipo aluvial, estratificadas con los depósitos lacustres de los Lagos de Texcoco, de la Ciudad de México, de Xochimilco y Chalco formando así la zona de transición que la rodea.

ESTRATO	ESPESOR		CARGA	
	m	ton	ton	grados
Costra Superficial	6 a 10	1.6	10	20
Suelos Blandos	4 a 6	1.3	5	-

Tabla 2.4 Estratigrafía y Propiedades, Transición Alta

TIPO CON  
FALLA DE ORIGEN

<sup>1</sup> UNA VARIEDAD DE CARBONATO DE CALCIO,  $CaCO_3$ . PRODUCTO DEL INTEMPERISMO DE ALGUNOS MINERALES FERROMAGNESIANOS (CALCITA) CON EL TRANSCURSO DE UN LARGO PERIODO PUEDEN FORMARSE GRUESOS DEPÓSITOS DE ESTE MATERIAL.

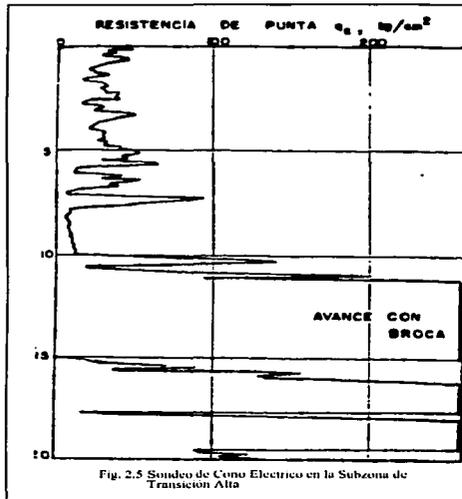


Fig. 2.5 Sondaje de Cono Eléctrico en la Subzona de Transición Alta

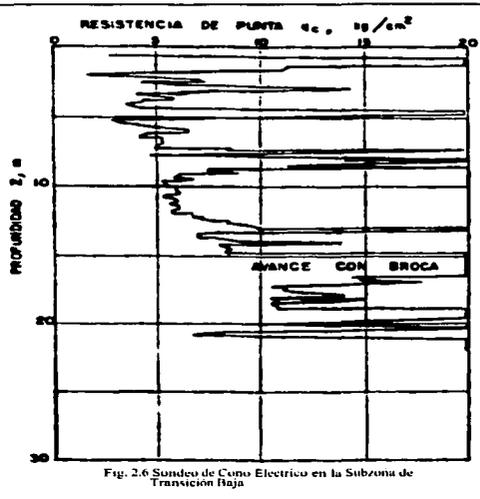


Fig. 2.6 Sondaje de Cono Eléctrico en la Subzona de Transición Baja

## Zona de Lomas

Se identifican tres serranías que forman la Zona de Lomas; al Poniente de la cuenca la Sierra de las Cruces, los derrames basálticos del Pedregal de Xitle al Sur-Suroeste y la Sierra de Guadalupe que corresponde a la región Norte. En las Sierras del Poniente y del Norte predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos glaciales y de origen aluvial. En el Pedregal de Xitle las formaciones basálticas sobreyacen a tobas y depósitos fluvio-glaciales más antiguos.

### a) Sierra de las Cruces.

Está integrada por abanicos volcánicos con acumulaciones superficiales de materiales piroclásticos. La actividad de potentes volcanes andesíticos estratificados de la Sierra de las

Cruces, originó los siguientes elementos litológicos en la formación de las Lomas:

1. Horizontes de Cenizas Volcánicas. Son producto de erupciones violentas que originaron tobas cementadas a grandes distancias del cráter.
2. Capas de Erupciones Pumíticas. Producto de erupciones aún más violentas. Se depositaron como lluvia en capas muy uniformes hasta lugares distantes del cráter.
3. Lahares. Son acumulaciones caóticas de materiales piroclásticos transportados por corrientes de agua, generadas por lluvias torrenciales inmediatas a la erupción.

4. Lahares calientes. Estos depósitos son menos frecuentes ya que están asociados a actividades volcánicas extraordinarias. Son representativos de éstos las arenas y gravas azules.

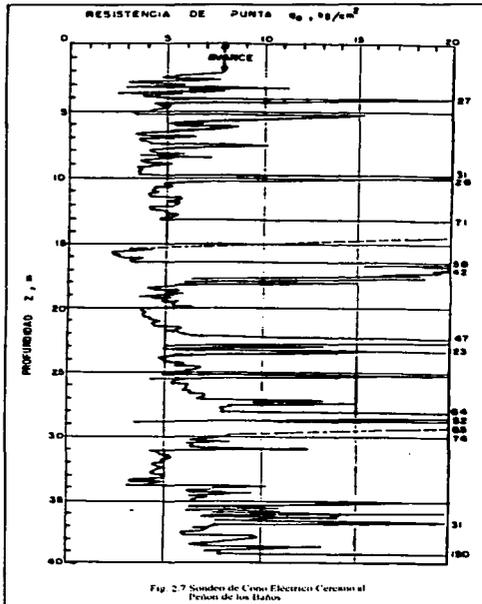


Fig. 2.7 Sondes de Cono Eléctrico Cercanas al Peñón de los Baños.

que generan bloques potencialmente inestables que bajo acción de un sismo o por efecto de la infiltración de agua en las superficies de fracturamiento, pueden activarse y colapsarse por completo.

Algunas tobas ofrecen una alta resistencia al intemperismo, incluso se endurecen al exponerse al ambiente, mientras que otras presentan una gran velocidad de degradación y erosión.

Los depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules pueden presentar un estado semicompacto proporcionando una buena estabilidad a los taludes verticales; sin embargo, este estado semicompacto se debe a la cohesión aparente generada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua; por lo tanto, el humedecimiento o el secado de estos materiales puede ocasionar la falla de los taludes.

En los lahares poco compactos y los depósitos glaciales y fluvio-glaciales se presenta una compactación y cementación muy errática, por lo que la acción erosiva del viento y del agua tiende a formar depósitos de talud creciente, que detienen su avance al alcanzar el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

b) Pedregal del Xitle.

5. Depósitos glaciales. Son depósitos de color rosa caracterizados por grandes bloques angulosos de una matriz fina, dispuestos en forma caótica.

6. Depósitos fluvio-glaciales. Formados por el arrastre del agua que se derrite y sale del glaciar, dispuestos en ligeras estratificaciones.

7. Depósitos fluviales. Del mismo origen que la formación clástica aluvial del relleno de la Cuenca del Valle de México.

8. Suelos. Los climas húmedos y áridos produjeron la alteración de lahares y cenizas originando suelos de color rojo y gris respectivamente.

En algunos puntos se encuentran rellenos no compactados que son empleados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos de minas antiguas.

Todos los materiales mencionados presentan variaciones en sus características de compactación y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona; a excepción de cortes en lahares compactos, en los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla.

Las tobas y lahares fracturados pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que bajo acción de un sismo o por efecto de la infiltración de agua en las superficies de fracturamiento, pueden activarse y colapsarse por completo.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Las extensas coladas de lavas basálticas descendidas del cerro del Xitle cubrieron las lomas al pie del Ajusco y siguieron hasta la planicie lacustre de Tlalpan y de San Ángel. Toda la zona cubierta por lavas se le identifica como los pedregales de San Ángel, San Francisco, Santa Ursula y Padierna.

Debajo de las lavas del Pedregal de San Ángel abundan importantes acumulaciones de morrenas y secuencias fluvio-glaciales derivadas de su erosión. Es de suponerse que antes de que las lavas del Xitle cubrieran el sitio, otras corrientes lávicas inundaron el Valle.

Las coladas lávicas de los pedregales generados por el Xitle presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escoria. La excavación de estos basaltos debe diseñarse considerando los planos principales de fracturamiento y no la resistencia propia de la roca; en el caso de las minas y cavernas debe analizarse la estabilidad de los techos.

c) *Sierra de Guadalupe.*

Constituida principalmente por domos de rocas volcánicas dacíticas y andesíticas. El tectonismo que originó esta Sierra se remonta al mioceno medio; consiste de fracturas y fallas dirigidas al E-SE. Son característicos de la Sierra de Guadalupe los potentes depósitos de tobas amarillas a los pies de sus múltiples elevaciones en forma de abanicos aluviales. Estas tobas están integradas por estratos de vidrio pumítico fino a grueso.

### **Estratigrafía de la Zona de Lomas.**

De acuerdo a los problemas de cimentación se han identificado seis grupos de suelos en esta zona:

Tobas estables en presencia del agua, compuestas por arena y grava en diferentes proporciones, cementadas por una matriz de suelos finos con gran capacidad de carga.

Suelos con estas características se ubican con mayor regularidad al Norte de la zona poniente pétreo y principalmente en la zona alta de las Lomas de Chapultepec, donde aparecen conglomerados de muy alta capacidad de carga. En estas zonas se localizan cavernas que alguna vez fueron banco de explotación de materiales de construcción, haciendo riesgoso el cimentar construcciones de cualquier tipo sobre estas.

- a) Suelos formados por tobas inestables ante la presencia del agua, compuestos principalmente por arcillas de mediana a alta plasticidad, cementadas pobremente. Se localizan más frecuentemente al Sur de la Zona poniente Pétreo. Este tipo de suelo es muy malo como material de relleno por su gran erosibilidad. Además se presentan grandes problemas de compresibilidad por saturación.
- b) Suelos pumíticos. Intercalados entre capas de mucho mayor resistencia, se localizan estratos dispuestos horizontalmente de arena pumítica limpia, de espesores variables entre 1 y 3 m. Deben tenerse cuidado en el diseño de cimentaciones profundas que transmitan presiones de contacto altas, ya que a presiones de contacto altas ( $> 2.5 \text{ Kg./cm}^2$ ), se presentan roturas de granos en estos materiales.
- c) Rellenos. La expansión de la mancha urbana hacia las zonas pétreas, ha generado en ocasiones el aprovechamiento de barrancas rellenándolas con material heterogéneo. La saturación de estos rellenos ocasionan problemas de hundimientos muy críticos.
- d) Suelos de origen eólico. Son depósitos de arena suelta producto de intemperismo ocasionado por el viento. Se estiman espesores de orden de 4m. Su mayor desarrollo de estos suelos se tiene al pie de la Sierra de Guadalupe, donde se presentan hundimientos bruscos bajo acciones dinámicas.

- e) Roca basáltica Gran parte de la zona Sur acusa derrames de lava con grados de fracturamiento y oquedades variables, en lo que se observa el basalto dispuesto en forma vesicular o en columnas. El basalto sano de la zona Sur tiene quizá las mayores resistencias encontradas en el Valle de México.

En la figura 2.8 se presenta la estratigrafía tipo de la Zona de Lomas.

Los depósitos igneos sedimentarios de la formación Tarango, presentan pseudo estratigrafía, que a pesar de su origen, tienen una continuidad y homogeneidad notables que permiten proponer una columna tipo, la cual, solo en algunos casos, no corresponde exactamente con los afloramientos litológicos, por causas como la erosión, o por otras de ellas que de alguna manera redujeron u omitieron ciertos depósitos; sin embargo, es muy representativa y muy útil para poder identificar estratos altamente explotados, o para determinar el tipo de material aflorante en una área determinada y en base a éste, predecir la existencia de zonas minadas. La columna tipo de la que se hace mención aparece al final de este apartado como figura 2.9. A continuación se describen algunas características de los suelos presentados en la columna tipo, desde la parte superior hasta la parte inferior, siguiendo un orden descendente.

#### *Suelos Totolsingo (S-To).*

Se caracterizan por el gran contenido de materia orgánica de color oscuro; el origen de estos suelos es ajeno a los procesos que originaron la formación Tarango.

#### *Suelos Tacubaya y Becerra (S-Ta).*

Son interpretados como horizontes tobáceos en la cima de la formación Tarango, que fueron erosionados, redepositados en hondonadas y sometidos a distintos grados de meteorización a consecuencia de las condiciones climáticas del Cuaternario. El color de éstos es café claro, conteniendo capas de caliche; también en estos suelos se formaron "sensulato", como lo corrobora la presencia entre ellos, de una capa de arena pumítica de grano grueso (Ap-Gar) disgregable y poco clasificada, que presenta un alto grado de intemperismo, así como un alto contenido de arcilla como matriz. El espesor de estos suelos es particularmente variable, debido a que su exposición a los agentes atmosféricos ha sido mucho mayor que la de otros depósitos aquí referidos. Debido a esto, los afloramientos de esta unidad, se localizan en las partes altas de las lomas, disminuyendo notablemente su potencia hacia las barrancas y cortes verticales que los limitan.

#### *Lahares (Lh).*

Se localizan infrayaciendo a los suelos de Tacubaya y Becerra, en contacto concordante y algunas veces discordantemente, se trata de aglomerados bien compactados, conformados por clastos de composición principalmente andesítica, aunque también se presentan clastos dacíticos, emplazados en una matriz areno-arcillosa de grano fino y cuya fórmula de las partículas varía desde redondeadas, subredondeadas y subangulosas. El depósito es de color gris oscuro, mal graduado, variando su granulometría desde la arena gruesa hasta boleos y bloques. Es importante hacer notar que en estos depósitos se registran anomalías en su potencia y en el contenido de la matriz areno-arcillosa.

Este horizonte en la actualidad ha sido explotado en minas a cielo abierto, para la obtención de gravas y arenas azules (andesíticas) y en la antigüedad su explotación fue subterránea; sin embargo, las minas subterráneas en este depósito son de menor desarrollo que las excavadas en arena pumítica, debido a la mayor compacidad y dureza de las rocas conformantes, así como su escasa clasificación que implica mayores gastos de cribado y explotación que las arenas pumíticas.

#### *Aglomerados Dacíticos (Ag-D).*

Se definen como aglomerados igneos con clastos de composición generalmente dacítica, emplazados en una matriz areno-arcillosa, que al igual que los Lahares, disminuye hasta desaparecer hacia su base; sin embargo, la potencia de este depósito es muy variable, tendiendo a

disminuir al alejarse de las partes altas de la sierra donde fue originado, de manera que en algunos afloramientos lejanos no aparece esta unidad de suelo. Se considera como un aglomerado volcánico aluvial o poco transportado de su lugar de origen en el que intervino mayormente la gravedad que el transporte por agua.

*Toba Arcillosa con Clastos Dacíticos (Ar - D).*

Se ubica bajo los aglomerados Dacíticos en contacto concordante abrupto y bien definido. Se trata de una toba arcillo-limosa compacta color café oscuro que presenta escasos Clastos con poco grado de rodamiento; este horizonte es muy delgado, presentando un espesor promedio de 0.70 metros, en algunos casos puede no aparecer principalmente por razones paleogeomórficas.

*Arena Pumítica de Grano Grueso (Ap - G).*

Subyaciendo concordantemente a la toba Arcillosa con Clastos Dacíticos, se encuentran arenas pumíticas de grano grueso que frecuentemente alcanzan el tamaño de la grava gruesa; las partículas son de forma sub-redondeada, presentan un color blanco y al intemperismo crema o café claro; la unidad es muy disgregable debido a la nula cementación o presencia de matriz fina; la escasa compacidad que presenta es solo debido a la compactación que ejerce la unidad litológica que lo sobreyace. En algunos afloramientos se ha detectado una matriz arcillosa, que en ocasiones provocó la suspensión de su explotación en minas subterráneas, ya que este horizonte fue frecuentemente explotado; otra característica que provocó el desarrollo de las cavidades excavadas en este depósito fue su reducido espesor, cuyo promedio es de 1.50 metros y que en ocasiones se reduce a menos de 1.0 metro. Los tamaños de sus Clastos varían desde la arena gruesa hasta la grava gruesa, lo cual no era una característica idónea para los mineros que la explotaron.

*Toba Arcillosa con Clastos Pumíticos (Ar - P).*

Se encuentra subyaciendo en contacto concordante y bien definido a la Arena Pumítica de Grano Grueso. Es otro horizonte tobáceo de arcilla - limosa bien compacta de color café oscuro, cuyo espesor es de 1.50 metros en promedio. En este suelo se han detectado impresiones fósiles de troncos algunas veces carbonizados.

*Arena Pumítica de Grano Medio (Ar - M).*

Es un suelo constituido por arena pumítica de grano medio, muy bien clasificado y disgregable debido a la ausencia de matriz fina, presenta arcilla solo en lineaciones hacia su base que si "ensucian" el depósito, pero no lo suficiente como para suspender su explotación, ya que debido a su poca cementación y buena clasificación, que rara vez varía de la arena de grano medio a grueso, así como un espesor muy constante, de 2.5 a 2.0 metros, que permitía la explotación únicamente del horizonte de interés bajo una altura cómoda de la mina subterránea. Estos factores fueron los que provocaron que este horizonte pumítico fuera el mayormente explotado de la Formación Tarango, comprendiendo arriba del 70% de las minas subterráneas. En este depósito se hallan las cavidades de mayor desarrollo que algunas veces atraviesan el horizonte de toba arcillo-limosa que lo separa del otro horizonte de arena pumítica antes descrito y se desarrolla en dos niveles diferentes, explotando a la vez a ambos pseudoestratos pumíticos.

Generalmente la profundidad estratigráfica de este horizonte ha sido sobrepasada por el nivel actual de profundización de las barrancas de la zona, por lo que todos los afloramientos se localizan en laderas de éstas y generalmente en su parte más baja, donde sitúan las bocaminas de las cavidades excavadas en este horizonte. Presenta una inclinación general tendiente hacia el NE, debido a que su lugar de origen son las sierras altas ubicadas al NW del área en estudio.

*Toba Arena - Limosa (TO).*

Es una toba areno limosa muy mal clasificada color café claro, con clastos de distintas rocas ígneas como pumitas, dacitas y andesitas heterogéneamente distribuidas en una matriz areno limosa de origen tobáceo regularmente compactada y poco cementada cuyo espesor, aunque variable, presenta de 1.50 a 2.0 metros; su contacto superior es abrupto y bien definido; sin embargo, el inferior es gradual en el que se aprecia un aumento parcial de los clastos pumíticos en el depósito hasta cambiar el suelo subyacente (Ap - Ar).

*Arena Pumítica con Arcilla (Ap-Ar).*

Es un estrato de espesor variable entre 1 y 2 metros, en el que se identifican arenas pumíticas regularmente clasificadas, de grano medio y grueso ligeramente compactadas por una matriz arcillo-limosa.

Este estrato pumítico también se encuentra incluido dentro de las tobas antes mencionadas, ya que éstas, afloran nuevamente bajo este horizonte y con las mismas características descritas.

*Toba Areno - Limosa (To).*

Estas tobas (To), comienzan a presentar algunas diferencias hacia su base, presentando una mayor cantidad de clastos andesíticos y dacíticos, comparado con los pumíticos mayormente abundantes en la toba sobreyacente al estrato pumítico anteriormente referido. Otra característica notable es que su composición general es más ácida, dándole al depósito una coloración rosácea y con mucho menos cantidad de arcilla, siendo frecuentemente identificada como arenas rosas, mencionadas por Mooser.

Este depósito se desarrolla por 15 metros más aproximadamente y en algunas ocasiones sobreyace a un último estrato (Ap - Inf) de arena pumítica mal clasificada y sucia o contaminada por arcilla y que presenta muy poca continuidad, ya que frecuentemente es acuñado por estas mismas tobas rosadas; presenta una estructura lenticular con espesor promedio de 1 metro y solo unos cuantos cientos de metros de largo.

*Aglomerados Volcánicos (Ag - V).*

Es el último suelo presente en la columna tipo. Consiste en aglomerados ígneos bien compactos y mal clasificados, compuestos por clastos subangulosos a subredondeados de rocas ígneas extrusivas, como andesitas, dacitas y rhyodacitas; el tamaño varía desde la grava hasta los boleos, emplazados en una matriz areno-limosa. Su espesor no supera los 20 metros; sin embargo, para los objetivos de este trabajo, es suficiente el presentarlo sin importar los estratos subyacentes que no afloran y que, por supuesto, no se relacionan con el problema aquí desarrollado.

La formación Tarango se divide en superior e inferior y considerando las descripciones que las diferencian como el grado de homogeneidad de la parte superior y heterogeneidad de la inferior, se tomo como división entre éstas dos a la toba areno-limosa mal graduada como primer estrato o estrato superior de la parte inferior de la Formación Tarango, ya que a partir de éste, se pierde continuidad en los depósitos, así como la apreciación de una heterogeneidad y mal clasificación de los estratos subyacentes a este límite imaginario.

De esta forma la columna estratigráfica propuesta como tipo para el presente trabajo, representa la forma más común en la superposición de los depósitos piro-sedimentarios que conforman la formación Tarango, de tal manera que ésta, se puede utilizar como un instrumento útil para exploración, estudio y solución de problemas provocados por cavidades o minas subterráneas.

Por otra parte, al observar los distintos cortes de la Formación Tarango se aprecia la ausencia de flora fósil en el conjunto estratigráfico de los suelos; esto se debe a que los depósitos se formaron en el Plioceno, tiempo caracterizado por su clima árido, en el cual difícilmente podrían crecer bosques o vegetaciones exuberantes sobre los suelos tobáceos de las lomas en formación. Otra de las causas de este fenómeno fueron las constantes erupciones, lo que impedía el crecimiento de la vegetación.

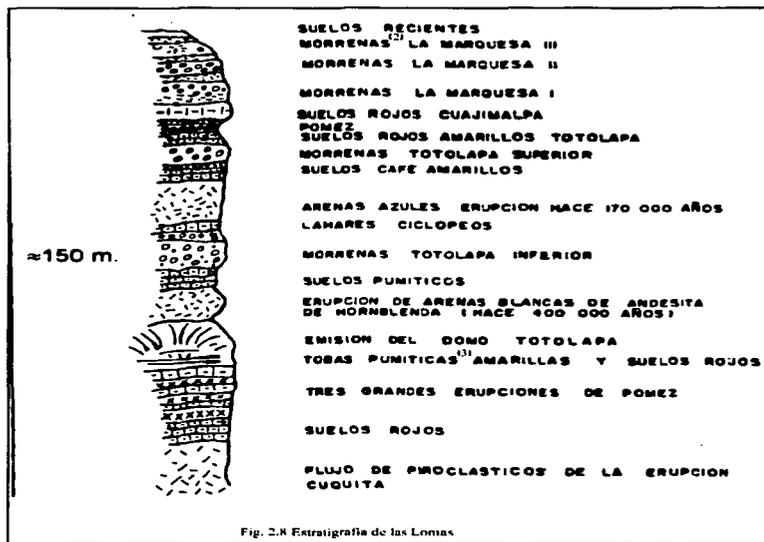


Fig. 2.8 Estratigrafía de las Lomas

<sup>2</sup> LAS MORRENAS SON FORMACIONES COMPUESTAS DE TILITA, ROCA FORMADA POR LA LITIFICACIÓN DE DEPÓSITOS GLACIARES SIN ESTRATIFICAR.

<sup>3</sup> CENIZA VOLCÁNICA CONSOLIDADA

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## COLUMNA TIPO

ESPESOR PROMEDIO (m)	SIMBOLOGIA	DESCRIPCION
VARIABLE	S - T <sub>o</sub>	SUELOS TOTOLINGO. COLOR OSCURO CON ALTO CONTENIDO DE MATERIA ORGANICA.
VARIABLE	S - T <sub>o</sub>	SUELOS TACUBAYA. COLOR CAFE CLARO CON BANDAS DE CALICHE.
0.50	As - G - Ar	ARENA PUMITICA DE GRANO GRUESO MUY ARCILLOSA E INTemperizada.
VARIABLE	S - T <sub>o</sub>	ESTOS SUELOS SON RESIDUALES DE TOSAS ARENO ARCILLOSAS.
2.50 - 10.00	Lh	LAMINAS COMPUESTAS POR AGLOMERADOS BIEN COMPACTADOS DE CLASTOS ANDESITICO PRINCIPALMENTE, SUBREDONDEADOS A SUBANGULOSOS, EMPLEZADOS EN UNA MATRIZ MUY ESCASA. SIN EMBARGO EN LAS INMEDIACIONES DE LOS APARATOS VOLCANICOS ESTOS DEPOSITOS PRESENTAN UNA MATRIZ ARENOSA. SU COLOR ES GRIS OSCURO MAL CLASIFICADO, PRESENTANDO ARENA GRUESA, SOLOS Y BLOQUES.
10.00	Ag - O	AGLOMERADOS DE CLASTOS GENERALMENTE SUBANGULOSOS DE COMPOSICION DACITICA, EMPLEZADOS EN UNA MATRIZ ARENO-LIMOSA DE LA MISMA COMPOSICION.
0.70	Ar - O	TOBA ARCILLO-LIMOSA COLOR CAFE OSCURO, COMPACTA CON CLASTOS DACITICOS.
1.50	As - G	ARENA PUMITICA DE GRANO GRUESO COLOR CAFE CLARO MUY DISCREGABLE, DE COMPACIDAD BAJA Y SOLO EN SU BASE PRESENTA MATRIZ ARCILLOSA.
1.50	Ar - P	TOBA ARCILLO-LIMOSA COLOR CAFE OSCURO, BIEN COMPACTA CON CLASTOS PUMITICOS Y POSRES.
2.50	As - M	ARENA PUMITICA DE GRANO MEDIO BIEN CLASIFICADA Y DISCREGABLE CON LINEACIONES DE ARCILLA, SIN MATRIZ Y UN ESPESOR MUY CONSTANTE, NO BIEN EMPLEZABLE.
1.50	T <sub>o</sub>	TOBA ARENO-LIMOSA MAL CLASIFICADA COLOR CAFE CLARO, COMPACTA CON CLASTOS DE PUMITAS.
1.30	As - Ar	ARENA PUMITICA LIGERAMENTE COMPACTA CON MATRIZ ARCILLOSA, REGULARMENTE CLASIFICADA DE GRANO MEDIO Y GRUESO.
15.00	T <sub>o</sub>	TOBA ARENO-LIMOSA MAL CLASIFICADA CON CLASTOS DE ANDESITAS, PUMITAS, DACITAS. LA COMPOSICION DE LA MATRIZ ES ACIDA, COLOR ROSADO (ARENAS ROSAS).
1.00	As - Mf	ARENA PUMITICA MAL CLASIFICADA, CONTAMINADA DE ARCILLA, CON INTERCALACIONES DE TOSAS ROSADAS.
20.00	Ag - V	AGLOMERADOS VOLCANICOS MAL CLASIFICADOS CON CLASTOS SUBANGULOSOS Y SUBREDONDEADOS DE COMPOSICION VOLCANICA VARIABLE Y BIEN COMPACTADOS.

Fig. 2.9 Columna Tipo de la Formación Tarango

## **Características y propiedades ingenieriles del subsuelo de la Zona de Lomas.**

El subsuelo de la Zona de Lomas está configurado por materiales de origen volcánico y suelos debidos a la meteorización de estos. Esta zona presenta las mayores resistencias al corte y a la compresibilidad, aunque se pueden presentar problemas debidos a la existencia de minas y cavernas.

Dada la alta resistencia al corte y la baja compresibilidad del subsuelo de la Zona de Lomas, las cimentaciones tienden a ser de tipo superficial, aún para estructuras altas y pesadas.

Con frecuencia se presenta una capa superficial dura en las formaciones de la zona apoyada sobre suelos no cementados de consistencia más baja. Cuando el espesor de la capa es grueso, la capacidad de carga de esta es alta. En terrenos de esta naturaleza hay estructuras pesadas cimentadas sobre zapatas aisladas o corridas.

La presencia de minas o cavernas, producto de la explotación de materiales, ha llegado a colapsar en ocasiones totalmente las construcciones. Precisamente la bóveda de estas minas está constituida por la capa superficial aludida. La localización de estas minas generalmente sigue una ruta bien definida: Al Poniente de Anillo Periférico desde San Jerónimo en el Sur hasta Lomas Verdes en el Norte, abarcando la mayoría de las colonias intermedias.

Las veces que se han detectado estas cavidades, se ha procedido a rellenarlas desde la superficie o bien reforzar las bóvedas mediante la construcción de muros en su interior. En otras ocasiones el nivel de desplante de las construcciones se ha llevado, mediante pilas, hasta profundidades mayores al piso de las cavidades. La exploración previa y la solución a estos problemas elevan notablemente el costo de las cimentaciones. Por otra parte, esta problemática se agrava más debido al acelerado crecimiento de la Ciudad hacia los lomeríos del poniente para abrir nuevas áreas residenciales.

Es conveniente enfatizar la necesidad de realizar exploraciones que garanticen el correcto diseño de cimentaciones en urbanizaciones de áreas de topografía abrupta: los rellenos a que se recurre borran el perfil original del terreno.

## **SISMICIDAD EN LA ZONA DE LOMAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO.**

### **Aspectos generales de la sismicidad en la zona**

Como se ha insistido, en general la estratigrafía de la Zona de Lomas está constituida por depósitos de suelo firmes y de baja compresibilidad. Para efectos de sismo, como también en lo que se refiere a cimentación, se acostumbra dividir el terreno de la ciudad en zonas de "alta compresibilidad" cuando corresponden a la parte arcillosa o sobre el fondo del valle y de "baja compresibilidad" al referirse a los más resistentes.

Dadas las condiciones tectónicas, México se encuentra en una zona de gran actividad sísmica, principalmente en su región sur. Incluyendo su mar territorial, está repartido entre cuatro placas: dos grandes, la de Norteamérica que va desde México hasta el Ártico y la del Pacífico que además de parte de México, incluye parte de Estados Unidos y casi todo el Pacífico del Norte, una mediana la de Cocos que ocupa parte del Océano Pacífico, frente a las Costas de México y Centroamérica y se extiende al sureste de Costa Rica; y la pequeña placa de Ribera que se encuentra en la boca del Golfo de California.

El movimiento relativo entre sí de estas placas y la subducción<sup>4</sup> de ellas es el origen de los

<sup>4</sup> EL FENOMENO DE SUBDUCCION SE PRESENTA CUANDO LAS PLACAS EN CONTACTO SE DESLIZAN SUMERGIÉNDOSE UNA POR DEBAJO DE OTRA. ESTE PROCESO ES LENTO, POR LO QUE LOS ESFUERZOS SE ACUMULAN HASTA UN PUNTO EN QUE LA FUERZA DE FRICCIÓN ENTRE PLACAS NO ES SUFICIENTE PARA EVITAR UN MOVIMIENTO SUBITO QUE GENERA ENERGÍA ELÁSTICA EN FORMA DE ONDAS SISMICAS . PRODUCIÉNDOSE ASÍ UN TEMBLOR

temblores. La fosa de Acapulco, la causa de la elevada sismicidad en el Sur del país, se debe al contacto entre las placas de Norteamérica y de Cocos, subducida la primera sobre la segunda.

Las características de mayor interés de un sismo son la duración, la amplitud máxima y la frecuencia. Es obvio que los efectos de un temblor en nuestra ciudad se amplifican más en los terrenos de alta compresibilidad que en los de baja compresibilidad, pues en estos las ondas se transmiten más difícilmente y se amortiguan mucho por las masas de suelo firme.

Se ha observado que en suelos firmes o duros (características de la Zona de Lomas) la frecuencia es más alta que en suelos blandos, es decir, el número de ciclos de oscilación del terreno por unidad de tiempo es mayor, por lo que el movimiento se desarrolla con mayor brusquedad y rapidez que en los suelos blandos, donde es más lento; y en los que los desplazamientos y la duración total son -por lo regular- mucho mayores.

En el pasado sismo de septiembre de 1985, las aceleraciones y los movimientos del sismo se amplificaron notablemente más en la Zona de Lago que en la Zona de Lomas. La amplificación de dichos efectos fue de unas cinco veces mayores que en zonas firmes.

Por otra parte, debe buscarse que las propiedades dinámicas de la estructura sean congruentes con las del suelo en que está desplantada; en general se dice que en suelos firmes se comportan mejor las estructuras flexibles y en suelos blandos las estructuras rígidas (con esto se trata de evitar la posible resonancia por coincidencia de las propiedades dinámicas de la estructura y el suelo, como la del 19 de septiembre). Por esta razón, los daños fueron mínimos en las estructuras desplantadas en la Zona de Lomas, donde el período de vibración dominante del terreno era pequeño comparado con el período de vibración de las ondas sísmicas de unos dos segundos de duración.

### Coefficientes sísmicos

El objetivo de clasificar a la estructura de acuerdo con su ubicación es el de incorporar en el análisis, las diferentes respuestas de cada zona ante excitaciones sísmicas, lo cual se refleja en el coeficiente sísmico especificado en el Reglamento.

Ante la imposibilidad de evaluar con precisión las fuerzas horizontales que para cada sismo se inducen en las estructuras, el reglamento proporciona un parámetro que refleja las acciones máximas esperadas en la vida útil de la estructura para cada zona. Este parámetro se denomina **coeficiente sísmico** y se define en el Reglamento. De acuerdo con este Reglamento la fuerza horizontal que obra en la base de la estructura es:

$$V_0 = cW$$

donde:

- V<sub>0</sub>: fuerza horizontal llamada cortante basal
- c: coeficiente sísmico que representa un porcentaje de la gravedad expresado en decimal
- W: peso total de la estructura que se encuentra por encima de punto donde no hay restricción al desplazamiento horizontal

Así se tiene que para la Zona de Lomas el coeficiente sísmico será igual a 0.16, siendo igual a 0.32 y 0.40 para las zonas II y III respectivamente (zonas de Transición y de Lago). En dado caso que sea una estructura llamada tipo A ( estadios, fabricas que manejen material explosivo, hospitales grandes oficinas, etc.), se le incrementara un 50% a estos coeficientes.

### **Factor de comportamiento sísmico**

El factor de comportamiento sísmico incluye la capacidad de los elementos estructurales al resistir cargas cíclicas durante la acción de un sismo; la ductilidad, la resistencia y la capacidad de deformación sin incurrir en una falla frágil en los miembros de una estructura sometidos a

movimientos sísmicos, representan un aspecto fundamental en el diseño. El factor  $Q$  de comportamiento sísmico varía entre 1 y 4 de acuerdo a los requisitos de estructuración y resistencia (inciso 5, NTC-Sismo).

### **Espectros de diseño**

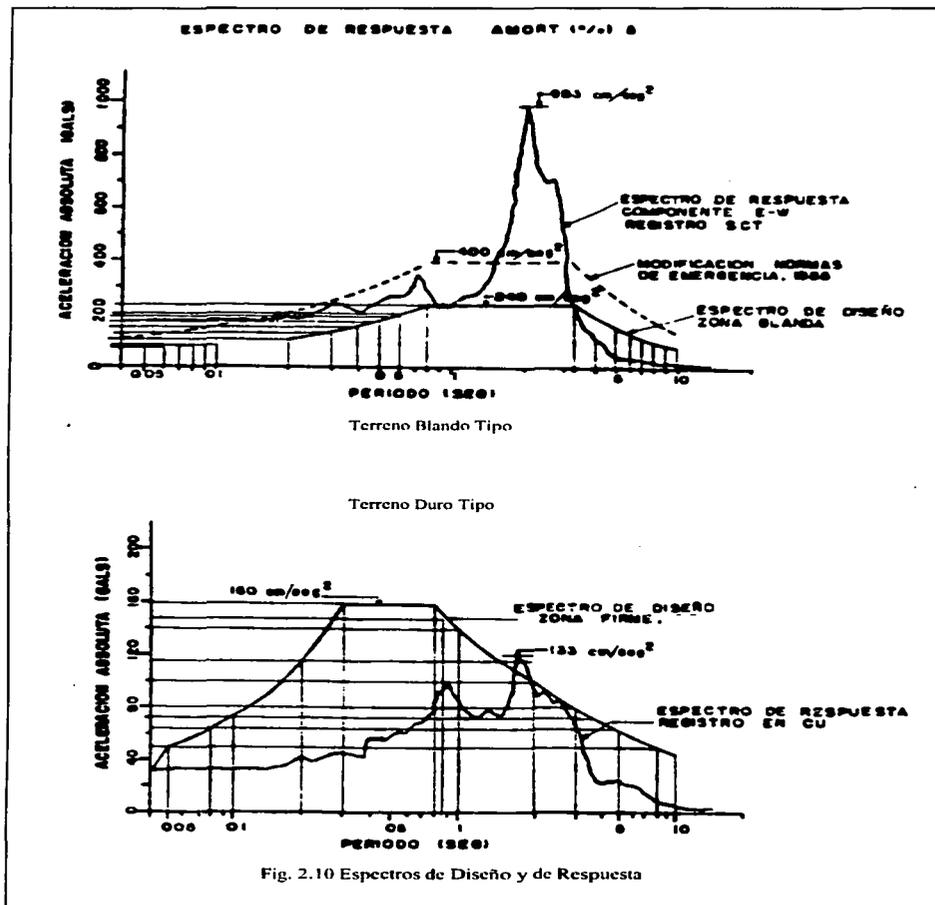
Una de las varias maneras de medir un sismo es empleando espectros de respuesta. Estos son gráficas de respuestas máximas de estructuras de 1 grado de libertad de distintos períodos obtenidos a partir del registro de la excitación sísmica, vista como aceleración registrada por un acelerógrafo.

Los espectros de respuesta muestran las características del sismo desde el punto de vista del efecto (desplazamiento, velocidad y aceleración) sobre las estructuras. Es evidente que durante la vida útil de una estructura, más de una vez estará sujeta a la acción de un sismo. Si interesan los espectros para obtener las aceleraciones máximas, conviene considerar no solo el espectro de respuesta de un solo sismo, sino los de todos aquellos que pudieran tener efecto sobre la estructura. Para cubrir esta posibilidad se utilizan espectros de diseño.

Los espectros de diseño se idealizan en tres ramas: una ascendente, una horizontal y otra descendente, expresada como una función exponencial. Se proporcionan tres espectros diferentes, uno para cada tipo de suelo, considerando los efectos de los temblores y su respuesta a cada tipo de suelo.

Los coeficientes sísmicos que se presentan en el Reglamento corresponden a las ordenadas máximas del espectro de aceleraciones; en la sección 3 de las NTC para Diseño por Sismo se indican los valores de los períodos característicos para dichos espectros en las zonas ya mencionadas.

Así, la naturaleza de las vibraciones en función del tipo de suelo - firme o blando - modifica la forma de los espectros de respuesta. En la figura 2.10 se pueden observar las diferencias entre el espectro de diseño para el terreno duro y el espectro de diseño para el terreno blando.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

# Capítulo III

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**E**l paso preliminar esencial para el diseño y la construcción de un proyecto de ingeniería civil es la investigación completa y detallada del lugar seleccionado. El tamaño y el tipo de proyecto afectará a los alcances de una investigación, pero siempre existe la necesidad de llevarla a cabo; aun la obra más pequeña amerita algún tipo de investigación de campo.

Además, las investigaciones de campo también son necesarias cuando se reportan las condiciones de seguridad de obras ya construidas, se planean modificaciones de las mismas, se investigan los casos de fallas y se estudian las fuentes de materiales de construcción. Una gran parte de la investigación debe completarse antes de la etapa de diseño del proyecto, aunque es probable que se superpongan, en especial cuando se trata de obras importantes o bien se requieren ensayos *in situ*.

Una investigación de campo para un proyecto de mediano a grande consiste de varias etapas.

Todas ellas se interrelacionan y se pueden traslapar o llevarse a cabo en distintas secuencias para diferentes tipos de lugares y de proyectos. Los datos de una etapa pueden necesitar de más elaboración que en otras etapas, continuando así esta secuencia aún hasta después de la terminación del contrato.

- a) *Estudio de gabinete*: es esencialmente la reunión de una amplia gama de información en relación con el lugar, por ejemplo, mapas y dibujos, detalles del desarrollo actual o histórico, informaciones de las autoridades locales, mapas, memorias y registros geológicos, detalles de las redes eléctricas y demás servicios, restricciones, derechos de vía, estado legal de las propiedades adyacentes, fotografías aéreas.
- b) *Reconocimiento del lugar*: se aconseja mucho una visita temprana del lugar por los expertos idóneos, por ejemplo, geólogo, topógrafo, ingeniero de mecánica de suelos, hidrólogo, etc. Se debe reunir la información acerca de la disposición general del lugar, su topografía y geología básica, detalles de accesos, restricciones de entrada y altura. Se deben examinar las condiciones locales como clima, corrientes de agua, condiciones del agua subterránea, uso del lugar en relación con el clima y la época del año. Se deben mantener, hasta donde sea posible, registros fotográficos.
- c) *Exploración detallada del sitio y muestreo*: investigación de la geología en detalle y condiciones sub-superficiales del suelo, usando fosos de prueba, galerías, perforaciones, ensayos de penetración, métodos geofísicos; estudio de las condiciones del agua subterránea durante un periodo largo (quizá, incluso después de terminar la obra); examen de las estructuras existentes y adyacentes para detectar grietas y asentamientos; localización de estructuras subterráneas o cavidades, tubos enterrados, ductos de servicio, etc.; toma de muestras para exámenes más detallados y ensayos de laboratorio.
- d) *Pruebas de laboratorio con las muestras*: pruebas con muestras alteradas y no alteradas elegidas por el grupo de exploración; pruebas de suelos (especificadas por el proyecto) en cuanto a clasificación, calidad, permeabilidad, resistencia al corte, compresibilidad, etc.; pruebas en núcleos de rocas y muestras para resistencia y durabilidad; pruebas de materiales de construcción, como la relación de carga de California; pruebas de aguas subterráneas; análisis químicos y petrográficos.
- e) *Ensayos in situ*: ensayos llevados a cabo en el propio lugar, ya sea antes o durante el proceso de construcción; pruebas en el suelo tales como veleta de corte, penetración del cono, ensayo de carga con placa, ensayo de presiómetro; pruebas de carga estructural como ensayos de pilotes, cargas de prueba observaciones de desplazamientos.
- f) *Reporte de resultados*: detalles del estudio geológico, incluyendo estructuras, estratigrafía y mapeado; resultados de perforaciones, etc., incluyendo libre de registros, referencias de muestras e interpretaciones estratigráficas; comentarios y recomendaciones relacionados con el diseño y la construcción de la obra propuesta; recomendaciones de investigaciones o

ensayos adicionales y sistemas de monitoreo de la construcción y de la posconstrucción.

El alcance y el enfoque de las investigaciones de campo dependen en parte de la naturaleza del lugar y en parte del tipo de estructura. Es evidente que las posibilidades de modificaciones y permutaciones son infinitas, pero los siguientes ejemplos pueden ilustrar la forma en que se incluye una gran amplitud de variables.

#### *Tipos de lugar*

- a) *Compacto*: urbano, áreas abiertas, regiones montañosas, planicies de inundación, valles fluviales, bahías, mar adentro.
- b) *Extendido*: carretera, rutas de ferrocarril, túneles, drenajes, ductos, canales, líneas de transmisión, defensas costeras.

*Tipos de estructura*. Nueva o existente; alta o baja; edificios (estructura reticulada, construcción prefabricada, peso ligero, etc.), apartamentos, oficinas, fábricas, almacenes, centrales de energía, etc.; materiales (acero, concreto reforzado, concreto presforzado, albañilería, madera, etc.).

Es obvio que el costo de una investigación depende del alcance y la profundidad del trabajo a realizar con el tipo de lugar, ya que ejerce una gran influencia. Expresándolo en forma de porcentaje del precio total contratado, el costo de investigación suele ser menor para proyectos grandes o cuando existen buenas condiciones del terreno; por regla general, esta cifra estará entre 0.2 y 2% del costo total.

#### **Programa de exploración.**

Un programa de exploración debe considerar tres aspectos fundamentales:

- Una idea clara de lo que se pretende lograr con la exploración.
- Tener conocimiento de los procedimientos y métodos de sondeo, y muestreo.
- Estar concientes del costo de la exploración y la relación que existe con la construcción de la cimentación.

Es importante elaborar un programa de exploración por etapas que se irán integrando conforme se acumule la información.

#### Exploración preliminar

Es importante en la planeación de una exploración del suelo comenzar a recabar información preliminar, que consiste en:

- Obtener información de la zona para conocer su problemática. Para esto se puede acudir a fuentes de información como son:

Instituto Nacional de Estadística e Informática  
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos  
Comisión Federal de Electricidad  
Secretaría de Comunicaciones y Transporte  
Petróleos Mexicanos  
Comisión de Aguas del Valle de México  
Instituto de Geología  
Instituto de Geografía  
Instituto de Ingeniería

Organismos Públicos (DGCOH, CNA, etc.)

- Datos sobre las condiciones del suelo cercano a la obra y sobre el comportamiento de otras estructuras.
- Fotografías aéreas de la zona.
- Reconocimiento del lugar.
- Requerimientos de códigos y reglamentos.
- Datos preliminares de diseño.

Basándose en esta información previa se elige un método de exploración preliminar con el fin de conocer las condiciones generales del subsuelo. Frecuentemente se recurre al uso de la prueba de penetración estándar hecha con alguno de los sondeos.

### Alcance y profundidad de la exploración del lugar

La mayor parte de la información generada por la exploración del lugar está relacionada con los depósitos sub-superficiales de rocas y suelos. El objetivo general consiste en obtener un modelo tridimensional del lugar, que se extienda tanto lateral como verticalmente, para incluir todos los estratos que puedan llegar a afectarse por las variaciones de cargas, producidas por la construcción propuesta.

Para lograr un alcance adecuado, la separación de los fosos de prueba o perforaciones debe estar basada en consideraciones tanto del tipo de estructura, por ejemplo, estrecha o ancha; alta o baja; pesada o ligera; como también por la naturaleza de las condiciones del terreno, por ejemplo, roca o suelo; firme o blando; homogéneo o estratificado. Las perforaciones deben efectuarse en puntos estratégicos con respecto al plano de la construcción, como: próxima a las esquinas, cerca de puntos de cargas pesadas, contigua a áreas en las que debe controlarse el asentamiento. En condiciones uniformes y homogéneas, las perforaciones deben separarse unos 100 m; en condiciones de variaciones laterales o verticales, la separación se reduce en forma proporcional y puede llegar a 5 m en casos severos. Por otra parte las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones en el apartado de Exploraciones inciso b) nos dice que "El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos), será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III"

La profundidad de exploración está relacionada de manera primordial con los tipos de materiales presentes y su susceptibilidad a la compresión al ser sometidos a cargas. Es posible obtener una guía útil (estrictamente una guía y no una regla) calculando las predicciones de aumento del esfuerzo vertical. En la investigación deben incluirse los estratos que probablemente queden sometidos a un aumento del 10% o más del esfuerzo vertical efectivo. Otra guía simple, pero no tan confiable, es efectuar perforaciones hasta por lo menos 1.5 veces la anchura de la cimentación; conviene ser cuidadosos al aplicar esta guía cuando se van a construir cimentaciones múltiples. Cuando existen estratos de rocas, conviene continuar todas las perforaciones hasta cuando menos 1.5 veces dentro de la zona de roca sólida sin efectos del intemperismo. En todos los casos, deberán perforarse varios pozos hasta profundidades mayores, para no pasar por alto las capas débiles insospechadas. En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones en el apartado ya mencionado y mismo inciso nos expresa que "la profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor...".

- La profundidad a la cual se obtenga el 10% de presión efectiva calculada de acuerdo con

la teoría de distribución de esfuerzos (Boussinesq).

- La profundidad de un sondeo será igual a 2 o 2.5 veces el ancho de la edificación.

### Métodos de exploración del lugar

Al seleccionar los métodos de investigación *in situ* se deben considerar cuatro grupos principales de factores:

- a) *Naturaleza geológica del lugar*: cuando se trata de arcillas, la forma más práctica de exploración son las perforaciones simples; en las arenas se pueden requerir perforaciones adecuadas junto con equipo especial de muestreo; los fosos de prueba son practicables en suelos firmes o compactos o en rocas blandas, por encima del nivel freático; en las rocas duras, las perforaciones con barrenos saca núcleos pueden llegar a suficiente profundidad, pero tienden a proporcionar poca información de características estructurales, tales como la geometría de las juntas.
- b) *Naturaleza topográfica del lugar*: tanto el tipo de terreno como el acceso al lugar, son factores importantes desde el punto de vista de la movilidad del equipo de exploración; en terrenos montañosos o de gran inclinación, puede ser más conveniente contar con galerías de avance más o menos horizontal, que con perforaciones verticales; en los terrenos saturados de agua o de tipo pantanoso, se pueden requerir obras preliminares para carreteras, áreas firmes, etc.
- c) *Tipo de información requerida*: tanto el diseñador como el constructor estarán primordialmente interesados en la naturaleza y la secuencia de las rocas y suelos subsuperficiales, pero, en ocasiones, se requiere información más especializada: detalles de la geometría de las interfases, flujos subterráneos, presencia de características enterradas (ya sean naturales o construidas), localización de las superficies previas de fallas, etc.
- d) *Costo y tiempo*: por lo general, mientras más profunda sea la exploración, más costosa y larga será; los costos pueden reducirse aumentando el número de perforaciones (o fosos, etc.); los factores de tiempo deben tenerse en cuenta en la etapa de planeación del proyecto.

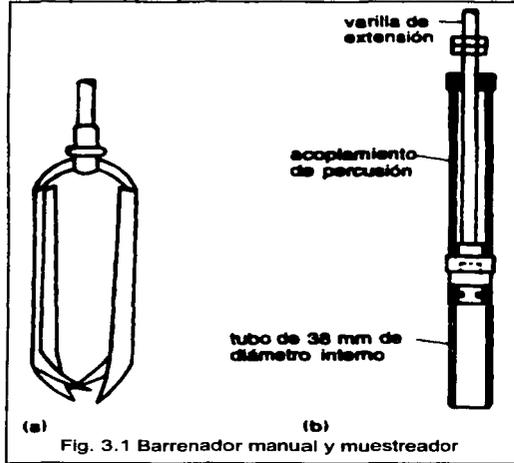
### Fosos de prueba

En los suelos cohesivos y rocas blandas por encima del nivel freático, los fosos de prueba suelen ser preferibles a las perforaciones; se logran con facilidad con una excavadora mecánica o incluso a mano, y tienen la ventaja de que exponen la sucesión de estratos para facilitar su inspección visual. La principal desventaja es que están limitados a profundidades de 2 a 3 m, o quizá un poco más con excavación manual adicional. Las paredes laterales de los fosos deben soportarse de manera adecuada, aun cuando sólo vayan a quedar abiertas por períodos cortos; también puede ser necesario instalar algún tipo de equipo de bombeo de agua, en especial cuando se trata de rocas y suelos permeables. Las muestras pueden tomarse manualmente del fondo y de las paredes laterales del foso. Los fosos de prueba resultan muy útiles en los suelos que contienen cantos o guijarros, para observaciones del agua subterránea y para localizar tuberías y ductos de servicio enterrados. En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son simplemente porciones de suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas emparafinadas. Las muestras inalterada deberán tomarse con precauciones, se labra la muestra en una oquedad que se practique al efecto en la pared del pozo. La muestra debe protegerse contra pérdida de humedad envolviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizada con brea y parafina.

### Galerías

Las galerías (también llamadas *socavones*) se excavan casi horizontalmente, ya sea en la superficie de terrenos muy pendientes, en riscos o en paredes de cantera, así como en el fondo de

las lumbreras. El costo de la excavación de galerías (y de las lumbreras profundas) es muy elevado y, además, la operación es difícil en las tierras sueltas o por debajo del nivel freático. Por consiguiente, las galerías no son de uso común, excepto en investigaciones especializadas como túneles piloto, prospecciones mineras o cuando los demás métodos no son adecuados.



**Barrenadores manuales**

El barrenador manual (también llamado *posteadora* o *barreno lwan*) es una herramienta manual muy simple que se usa para perforaciones en suelos blandos hasta una profundidad de 5 a 6 m. La forma usual es un barrenador para arcilla semicilíndrico de 100 mm de diámetro, unido por medio de una serie de varillas de extensión de 1 m a una cruceta que se hace girar manualmente desde la superficie (Fig. 3.1a). Para extraer la muestra, el barrenador se reemplaza por un tubo de muestreo de 38 mm unido a un acoplamiento de percusión corredizo (Fig. 3.1b). Al levantar el sistema de varillas de extensión/acoplamiento de percusión y forzarlo hacia abajo, el tubo muestreador penetra en el suelo del fondo del orificio. Después se hace girar la cruceta para cortar la muestra y el tubo se levanta por medio del acoplamiento de percusión. Con este tipo de sondeo se obtienen muestras alteradas.

**Perforación de percusión**

El equipo es muy simple y portátil y resulta bastante eficiente en suelos blandos o firmes libres de cantos o guijarros. El diámetro usual de la perforación es de 150 mm, pero se puede llegar hasta 300 mm; aunque relacionada con el tipo de suelo, la profundidad máxima de exploración es aproximadamente de 50 a 60 m.

El equipo consiste en una grúa de torre, un cabrestante con motor (Fig. 3.2a) y un conjunto de herramientas de perforación. Se usa el método de percusión con el cual la herramienta se eleva con el cabrestante hasta más o menos 1 m por encima del fondo del pozo, y después se deja caer por su propio peso, con lo cual la herramienta de corte penetra en el suelo. Cuando ésta queda llena de la muestra, se vuelve a elevar a la superficie, en donde se recoge la muestra alterada.

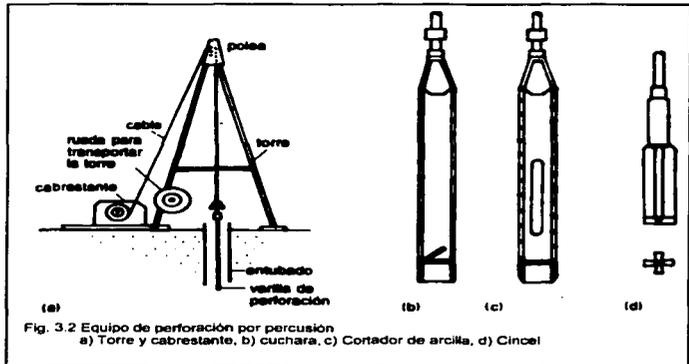


Fig. 3.2 Equipo de perforación por percusión  
a) Torre y cabrestante, b) cuchara, c) Cortador de arcilla, d) Cincel

El *cortador de arcilla* (Fig. 3.2c) es un cilindro de extremo abierto con ranuras en los lados y una

zapata cortante separable en el extremo inferior; esta herramienta se usa en especial para suelos de arcilla en perforaciones secas. Algunas veces se usa un *barrenador de arcilla*; éste se hace girar manualmente para avanzar la perforación; también se usa para limpiar el fondo del orificio antes del muestreo.

Para perforar en arenas y gravas se usa la *cuchara* extractora para arena (Fig. 3.2b). Se trata también de un cilindro no ranurado y de extremo abierto con una zapata cortante desmontable que tiene una válvula de charnela. La válvula asegura la retención del material suelto o suspensión en la cuchara para elevarlo a la superficie. En los suelos compactos sin cohesión o en los que contienen cantos y guijarros se usa el *cinzel* (Fig. 3.2d) para romper los materiales duros; los fragmentos y la suspensión así obtenidos se extraen usando la cuchara.

En condiciones húmedas y en suelos sueltos o bien para pozos muy profundos, es necesario instalar un *ademe* cerca de la superficie. Por lo general consiste en una serie de tubos de acero atornillados en sucesión hasta lograr la longitud deseada, que se encajan a presión o con un martinete a medida que avanza la perforación. El ademado puede extraerse después de la operación o bien dejarse en el suelo para futuras observaciones.

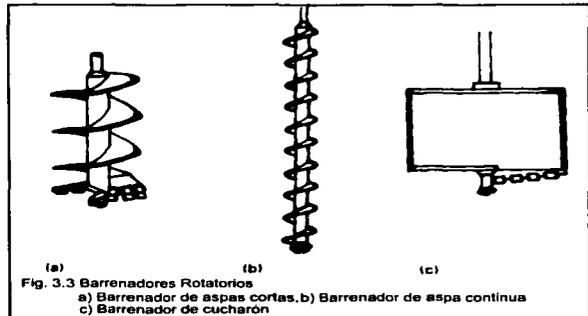
### Barrenadores rotatorios

Los barrenadores rotatorios a motor montados sobre vehículos, constituyen un método de perforación muy versátil y portátil. Además de perforaciones para exploración, también se usan para hincar pilotes; existe una gran variedad de tipos y tamaños, desde unidades pequeñas montadas en tractores comunes, hasta máquinas grandes, capaces de perforar profundidades hasta de 50 m y, con algunos tipos, hasta diámetros de 2 m.

A los barrenadores se les clasifica como *barrenadores de aspas* o *barrenadores de cucharón*. Los *barrenadores de aspas cortas* (Fig. 3.3a) consisten en *aspas helicoidales cortas unidas a la flecha*, con dientes cortadores y una broca piloto de diámetro pequeño en el extremo inferior; estas unidades tienen diámetros que están entre 75 y 500 mm, y en casos especiales hasta 1 m. En los barrenadores de gran tamaño, la hélice es de una sola revolución y se les llama *barrenadores de aspa simple*. Los *barrenadores de aspa continua* (Fig. 3.3b) se usan para elevar en espiral el suelo cortado hasta la boca del orificio; en esta forma se extrae el material necesario y la unidad siempre está limpia; se pueden añadir secciones espirales adicionales a medida que avanza la perforación.

Un avance más reciente del barrenador de aspa continua es el barrenador de *vástago hueco*, que consiste en un aspa espiral larga unida a un tubo hueco con un casquete adaptador en el extremo superior. Una varilla central de perforación pasa a través del *vástago hueco* y está unida al cabezal cortador por el extremo inferior y al adaptador por el superior. Mientras se verifica la perforación se añaden longitudes extra de *vástago hueco* y varillas a medida que se vayan requiriendo; el adaptador y la varilla de perforación se pueden extraer en cualquier momento para facilitar la limpieza, con el *vástago hueco* actuando como ademe. El uso de barrenadores de *vástago hueco* es muy recomendable en depósitos sueltos o blandos, en especial por debajo del nivel freático.

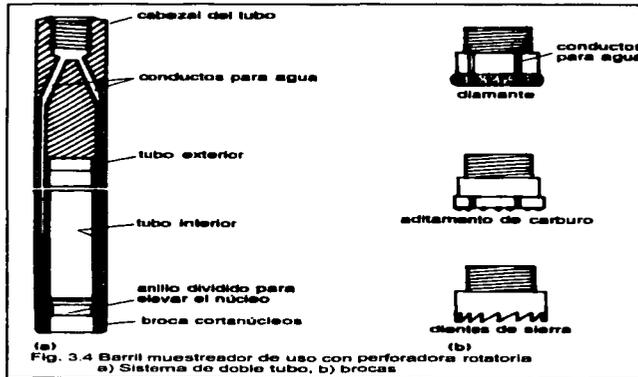
Los *barrenadores de cucharón* (Fig. 3.3c) consisten en un cilindro metálico de extremo superior abierto con cortadores montados en una placa de base; a medida que se corta el suelo, éste pasa al cucharón que después se eleva y se vacía a intervalos. Los barrenadores de cucharón pueden usarse para perforaciones rápidas en suelos firmes (no son adecuados para perforaciones de suelos



sin cohesión, por debajo del nivel freático) con diámetros que van desde 300 mm hasta 2 m. Estos barrenadores permiten perforar pozos de observación hasta de 1 m de diámetro; usando una caja especial con ventilación apropiada, una persona puede bajar hasta el fondo para observaciones visuales.

### Perforación nucleada

En suelos duros y rocas se usan *perforadoras con broca de corona* accionadas a motor, que consisten en una barra hueca de diámetro pequeño que cuenta con una broca (Fig. 3.4) por su extremo inferior. La barra gira a velocidades que van de 600 a 1200 rpm haciendo circular agua a presión controlada a través de la broca. Los fragmentos desprendidos por el corte anular se transportan hasta la superficie junto con el agua de circulación. Por lo general, se lleva a cabo una corrida de perforación de 1 a 3 m antes de elevar la sarta de barras y extraer el núcleo. Los tamaños comunes más usuales para los barriles muestreadores de campo varían entre 30 y 100 mm (diámetro del orificio), aunque es posible contar con equipos de mayor diámetro para usos especiales.



### Métodos de muestreo

Existen dos categorías principales de muestras de suelos:

**Muestras inalteradas:** Se preserva, en la medida de lo posible, la estructura y el contenido de humedad para que representen realmente las condiciones de campo; las muestras inalteradas son necesarias para pruebas de resistencia al corte, consolidación y permeabilidad; por lo general, se obtienen con un método adecuado para extraer núcleos.

**Muestras alteradas:** Éstas deben recolectarse a medida que se procede a la perforación, intentando en lo posible preservar el contenido de la humedad *in situ*; en general, las muestras alteradas se usan para la identificación del suelo y para pruebas de clasificación y calidad; a medida que se recolectan, las muestras se introducen en recipientes de vidrio o plástico y se sellan; también se pueden usar latas o bolsas de plástico.

### Alteración de las muestras

Resulta virtualmente imposible obtener muestras *inalteradas* en su totalidad, en especial cuando se extraen de perforaciones cuya profundidad varía de media a alta. El proceso de perforación,

hincado de la herramienta de muestreo y elevación y extracción de la herramienta para después extraer la muestra, son todas causas potenciales de alteración. Además, las muestras tomadas de las perforaciones tienden a expandirse como resultado de la liberación de esfuerzos. Las muestras sólo deben extraerse de pozos recién perforados o que se acaban de ampliar, tomando las debidas precauciones para evitar el contacto con agua. Tan pronto como están en la superficie, los tubos muestreadores deben identificarse marcándolos en el exterior y el interior, sellando los extremos con cera y tapándolos, para después almacenarlos evitando los extremos de calor o frío y las vibraciones.

Los limos y arcillas blandos de baja plasticidad, son muy sensibles a la alteración durante el muestreo, en especial en el exterior cuando están en contacto con el tubo muestreador. En las muestras extraídas de pozos profundos, la reducción del esfuerzo total produce una presión negativa de poro en el centro y, a medida que se presenta la expansión, esta parte succiona agua de la zona externa para disipar el exceso de presión negativa de poro. Por consiguiente, la zona externa se consolida, pero puesto que la reducción de la presión negativa de poro también resulta en una disminución del esfuerzo efectivo, la resistencia del suelo al corte también tiende a disminuir.

La alteración de la muestra puede disminuirse usando un tipo apropiado de tubo muestreador. Los tipos de muestreadores más comunes son: muestreador abierto, de pared delgada, de media caña o tubo partido y de pistón.

#### *Muestreador abierto o Denison.*

El tipo de tubo muestreador más simple y común es el de *tubo abierto*, que consiste (Fig. 3.5a) en un tubo de acero con rosca en ambos extremos. En el extremo inferior se enrosca una zapata de corte y algunas veces una pieza de extensión; en el extremo superior se enrosca un cabezal que cuenta con una válvula "check" o de no retorno. A medida que la muestra penetra al tubo, la válvula permite el escape de aire y agua, pero permanece cerrada mientras el muestreador se eleva a la superficie, con lo cual retiene la muestra dentro del tubo.

Se recomienda que el diámetro de la cuchilla circular de la zapata de corte ( $D_c$ ) sea típicamente 1% inferior al diámetro interior del tubo ( $D_s$ ), para reducir la resistencia a la fricción entre la muestra y el tubo. Además, el diámetro externo del anillo cortador ( $D_w$ ), debe ser un poco mayor que el tubo, para disminuir la fuerza que se requiere para extraer el tubo de la perforación. El volumen de suelo desplazado por el muestreador en proporción al volumen de muestra, está dado por la *relación de áreas* ( $A_r$ ):

$$A_r = \frac{D_w^2 - D_c^2}{D_s^2} \times 100$$

Para aminorar la alteración de la muestra, la relación de áreas debe ser lo más baja posible sin ir en detrimento a la resistencia de la pared del tubo.

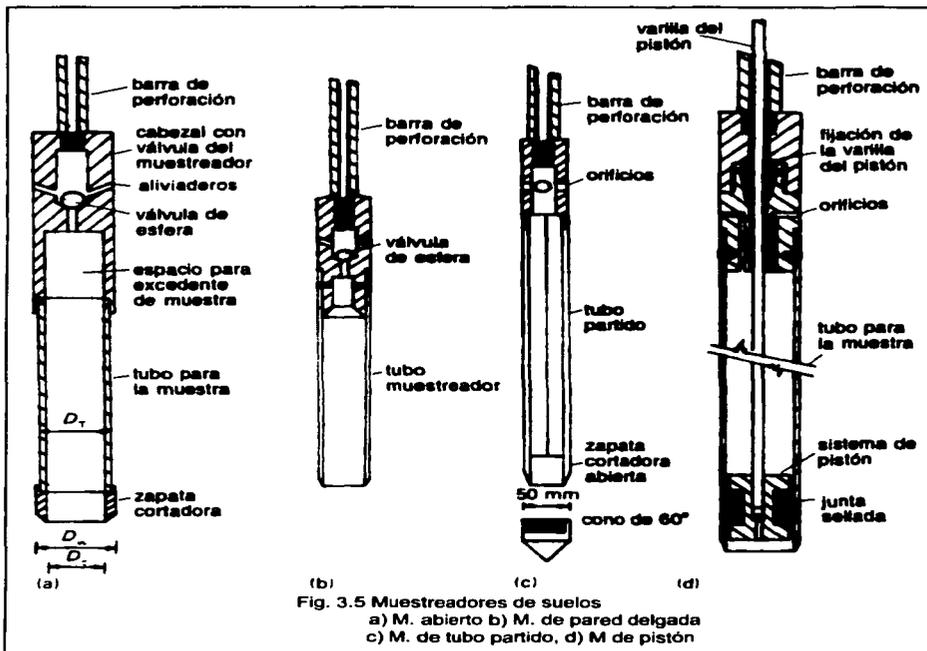
El tipo más común de muestreador abierto tiene un diámetro interno de 100 mm y una longitud que varía entre 380 y 450 mm, lo que proporciona una relación de áreas de un 30%. Esto es adecuado para todos los tipos de suelos cohesivos, pero en el caso de arenas sueltas o húmedas, se puede requerir una extensión con válvula de charnela.

#### *Muestreador de pared delgada o Tubo Shelby.*

En limos y arcillas blandas que son sensibles y fácilmente alterables, se prefiere un muestreador de *pared delgada* (o *tubo Shelby*) en lugar del tipo abierto (Fig. 3.5b). El extremo del tubo está maquinado en forma de cuchilla, con una reducción del diámetro hacia adentro para lograr una relación de áreas de un 10%. Se usa un cabezal con válvula, aunque en este caso se adapta con un perno en lugar de enroscarse. Los muestreadores de pared delgada existen en diámetros que van desde 35 hasta 100 mm y en una gran diversidad de longitudes.

*Muestreador de pistón*

Para arcillas y limos aluviales muy blandos es necesario usar el *muestreador de pistón* (Fig. 3.5d), que consiste en un tubo de pared delgada que incorpora un pistón. El muestreador se conecta al extremo inferior de una barra de perforación hueca, a través de la cual pasa una varilla interior que opera el pistón. Para iniciar el proceso, el muestreador se introduce hasta el fondo del orificio con el pistón fijado en su posición inferior.



El pistón cuenta con una junta sellada que evita que el agua y otros materiales penetren al tubo. Manteniendo el pistón fijo contra el suelo en el fondo de la perforación, se procede a liberarlo y el tubo se hince en el suelo hasta que penetre la totalidad del desplazamiento del pistón. Después se fija éste por la parte superior del tubo y el conjunto se extrae hasta la superficie, donde se desarmen los cabezales para sellar con cera y cerrar el tubo.

El muestreador de pistón suele estar disponible en tamaños que van de 35 a 100 mm (diámetro interno), permitiendo obtener longitudes de muestra hasta de 600 mm.

*Muestreador suco de hojas metálicas*

Se trata de una modificación especial del muestreador de pistón, diseñado para obtener grandes longitudes (hasta de 25 m) de muestras continuas inalteradas. El principio básico es la eliminación total de la resistencia de fricción entre la muestra y las paredes del tubo. Esto se logra alojando rollos de hojas metálicas muy delgados en recesos contruidos en el cabezal del tubo muestreador; estas hojas se van desenrollando y formando un forro entre el suelo y las paredes del muestreador, a medida que el núcleo va penetrando en el muestreador. El pistón se jala hacia arriba con un cable y se agregan longitudes de tubo muestreador (68 mm de diámetro interno) a medida que se profundiza.

Al extraer los tubos se desacoplan y se hacen cortes a través de la hoja metálica y el suelo.

Este tipo de muestreador se usa en especial para limos y arcillas blandas, en suelos de estratificaciones delgadas y en suelos muy blandos o líquidos, tales como lodos lacustres o marinos.

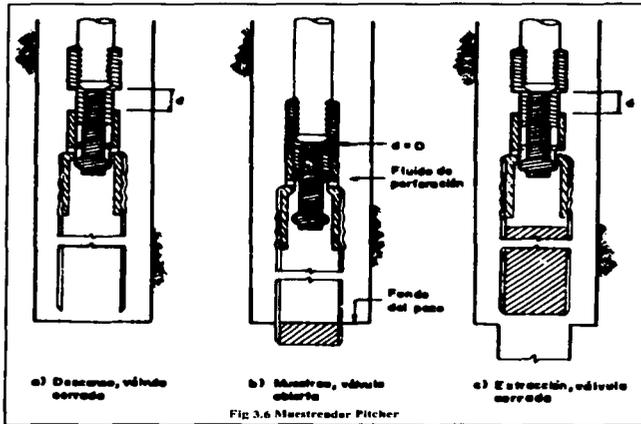
#### *Muestreador Pitcher*

El muestreador Pitcher es similar al Denison; se usa en arcillas duras, limos cementados con pocas gravas y limos compactos y particularmente en suelos con capas delgadas de materiales de diferente dureza. Consta de 2 tubos concéntricos, unidos a una cabeza compuesta de dos piezas: la superior es fija y transmite la rotación al tubo exterior que es el que corta, mientras que la inferior soporta el tubo interior de 7.5 a 10 cm de diámetro en que se aloja la muestra. Esta parte inferior esta separada de la fija por un resorte axial que permite regular la posición relativa del tubo interior con respecto al exterior. En la figura 3.6 se presenta un corte del muestreador con unión tubo-cabeza con tornillos allen. La parte fija de la cabeza esta provista de un balero axial que mantiene estático al tubo interior mientras gira el exterior y absorbe la reacción del resorte axial.

Las brocas de corte que utilizan los muestreadores Denison y Pitcher son parecidos en su construcción.

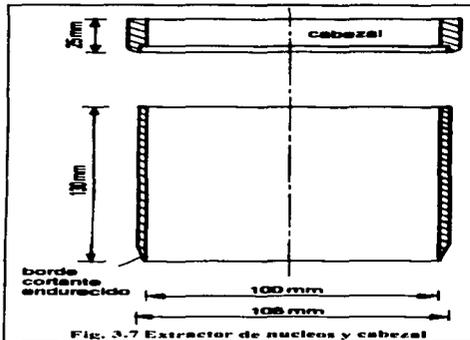
#### *Corazones de roca*

Cuando la perforación de un sondeo llega a encontrar alguna capa de roca sana, no es posible seguir profundizando ni obtener una muestra con los métodos anteriores. En este caso debe proseguir la perforación utilizando maquinas de perforación equipadas con broca de diamante o del tipo cáliz. Las brocas de diamante son de acero duro con incrustaciones de diamante industrial. Se acoplan a un muestreador llamado de "corazón" en cuyo interior se aloja la muestra. A su vez el muestreador se monta al final de la tubería de perforación. Las brocas de tipo cáliz están implementadas de un muestreador de acero duro, cuya penetración se facilita con la introducción de municiones a través de la tubería de ademe y que actúan como abrasivo.



### Ensayos in situ

En algunos suelos, como limos y arcillas blandas y sensibles, así como en suelos gruesos sin cohesión, resulta difícil obtener buenas muestras inalteradas. También se dificulta reproducir en el laboratorio las condiciones representativas verdaderas de la estructura y/o la presión de poro, bajo ciertas condiciones de campo; por ejemplo, aluviones muy blandos. Debido a esto, se han diseñado varios procedimientos de prueba *in situ* bastante simples, que permiten lograr buenas estimaciones de las propiedades del suelo en las condiciones reales del mismo. Aunque en los ensayos *in situ*, el grado de exactitud y control es más bajo que el que sería de esperarse en el laboratorio, esto queda compensado por el gran número de pruebas que se pueden llevar a cabo.



100 mm y 130 mm de longitud, maquinado en forma de cuchilla cortadora por uno de sus extremos, utilizando un martinete de acero de diseño especial (Fig.3.7). se extrae el cilindro y se recortan los extremos de suelo adherido para tener un volumen exacto. Puesto que se conoce el volumen del cilindro y la masa que extrae se puede determinar pesándola, resulta fácil calcular la densidad total. Al mismo tiempo, se toman muestras pequeñas de terreno de cualquiera de los extremos de los que se determina el contenido de humedad.

### Prueba de extracción de núcleos

Este método es adecuado para suelos cohesivos sin piedras y consiste en hacer penetrar en el suelo un cilindro de acero que tiene un filo endurecido de acero con un diámetro interno de

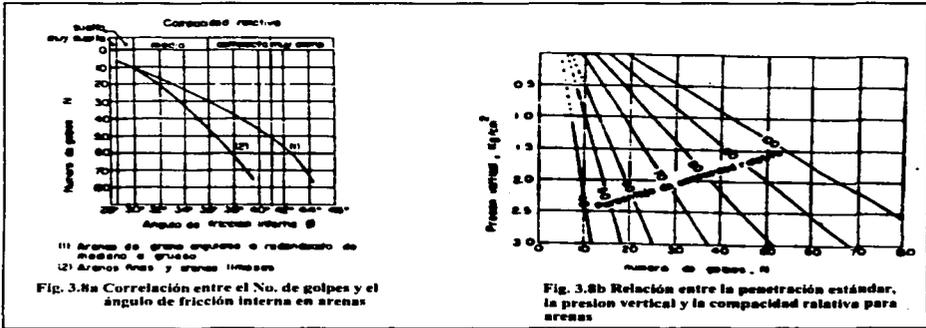
El objetivo de esta prueba consiste en determinar la densidad total del suelo que se ha colocado por compactación, o bien la de un suelo natural; después de medir la humedad, es posible determinar la densidad seca.

**Prueba de sustitución con arena**

Este método es adecuado para suelos granulares y se basa en el uso de un cilindro para verter arena. A través de una perforación con un brocal especial, se excava un orificio cilíndrico de aproximadamente 100 mm de diámetro y 150 mm de profundidad; el material extraído se coloca en una charola y se pesa con cuidado. El cilindro vertedor de arena se coloca sobre el orificio y se deja caer arena hasta llenarlo, con lo cual se determina su volumen. Puesto que se conoce la densidad de la arena, se puede determinar el volumen de la cala, por tanto la densidad total del suelo *in situ*. Existen dos tamaños de cilindros vertedores de arena, para suelos de grano fino intermedios y para suelos de grano grueso.

**Prueba de penetración estándar (penetración dinámica)**

Es la prueba de mas uso en nuestro país además de proporcionarnos datos confiables. Esta prueba es muy común cuando se están efectuando perforaciones para estimar la densidad relativa y las características de resistencia al corte mediante correlaciones. Se usa un muestreador estándar de tubo partido (Fig. 3.5c) de 50 mm de diámetro, que se hinca en el suelo en el fondo de una perforación, por medio de un martinete de 65 kg de masa, que se deja caer desde 0.76 m de altura. El muestreador se hinca un total de 450 mm en el suelo y se registra el número de golpes del martinete para los últimos 300 mm de penetración. Cada 600 mm de avance se extrae el muestreador retirándose la fracción de suelo del interior, lo que constituye una muestra. Para arenas y suelos cohesivos, se usa la zapata de corte cilíndrica, tomando muestras al mismo tiempo; para suelos de granos más gruesos se prefiere una zapata cónica ciega, que produce resultados idénticos.



La resistencia a la penetración estándar se ilustra en un perfil dibujando el número de golpes (N), dados para hincar 300 mm intermedios a la profundidad media de realización de la prueba.

En suelos friccionantes la prueba permite relacionar de modo aproximado el valor de la compactación y el ángulo de fricción interna (Fig. 3.8a). También se han elaborado graficas que relacionan la resistencia a la penetración estándar con la presión vertical y la compactación relativa (Fig. 3.8b).

En una forma menos aproximada, en arcillas se estima el valor de la resistencia a la compresión

simple, en función también de la resistencia a la penetración estándar. (tabla 3.1)

Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2 - 4	0.25 - 0.5
Media	4 - 8	0.5 - 1.0
Firme	8 - 15	1.0 - 2.0
Muy firme	15 - 30	2.0 - 4.0
Dura	> 30	> 4.0

Tabla 3.1

#### Prueba de penetración de cono

La prueba de cono es un ensayo de *penetración estática*, en el que el instrumento (Fig. 3.9) se empuja en lugar de hincarse por golpeteo. El cono, que tiene un ángulo de ápice de 60° y un diámetro de base de 35.7 mm (lo que equivale a un área de 1000 mm<sup>2</sup>), está unido a una varilla; ésta se protege con una camisa exterior. Aplicando a la varilla una fuerza medida, el cono se empuja unos 80 mm en el suelo, a una velocidad de penetración uniforme de 20 mm/s. La relación de la fuerza requerida al área del cono se llama resistencia a la penetración del cono ( $q_c$ ).

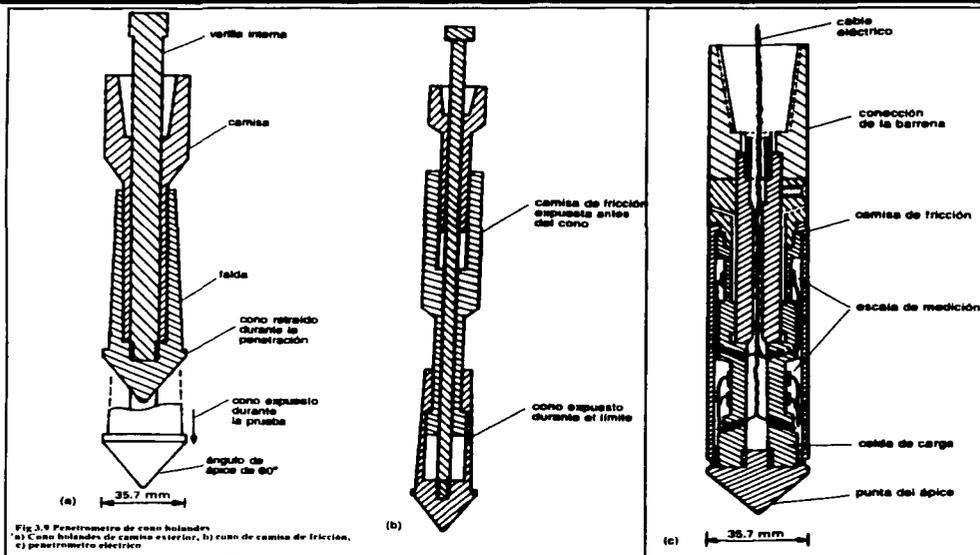
Los resultados son más confiables para arenas y limos que tienen menos de 85% de saturación. Un desarrollo más reciente es el penetrómetro de cono "eléctrico", en el que se incorpora una celda de carga, lo que permite un registro de gráfica continua de la resistencia a la penetración en función de la profundidad.

#### Prueba de veleta de corte

Con mucha frecuencia, los limos y las arcillas, en especial las de origen aluvial o de aguas poco profundas, presentan grandes dificultades para el muestreo. La prueba de veleta de corte está diseñada para medir la resistencia *in situ* al corte sin drenar de estos suelos.

Una veleta de cuatro aspas (Fig. 3.10), montada en el extremo de una varilla, se hinca en el suelo y se hace girar a una velocidad constante de entre 6 y 12 grados/mm, hasta que se produce el corte del cilindro de suelo contenido en las aspas. Se registra la torsión máxima necesaria para este corte. Se recomienda que para suelos débiles ( $c_u < 50$  kN/m<sup>2</sup>), el tamaño del aspa sea de 75 mm de ancho y 150 mm de longitud; mientras que para suelos un poco más resistentes ( $50 < 100$  kN/m<sup>2</sup>), el tamaño debe ser de 50 x 100 mm.

La varilla de la veleta y las extensiones se protegen con una camisa para evitar que se adhiera el suelo durante la aplicación de la torsión. Dependiendo de la naturaleza del suelo, las pruebas de veleta pueden efectuarse a profundidades hasta de 60 a 70 m.



#### Prueba de carga con placa

El objetivo de la prueba de carga con placa es la obtención de una curva carga/asentamiento. Estas pruebas suelen ser tediosas y costosas, y frecuentemente producen resultados poco confiables. No obstante, pueden resultar útiles en ciertas circunstancias cuando es difícil o imposible aplicar otros procedimientos; por ejemplo, en ensayos de rocas alteradas por intemperismo, formaciones de yeso o rellenos duros.

Primero, se excava un foso de prueba hasta la profundidad requerida, el fondo del foso se empareja y se coloca firmemente una placa de acero. Después, se aplica a la placa una carga estática con una serie de incrementos, y se mide el grado y la velocidad de asentamiento (desplazamiento vertical de la placa). Los incrementos de carga se siguen aplicando hasta provocar la fluencia del suelo. Se requieren varias pruebas con diferentes diámetros de placa a diversas profundidades; los diámetros varían entre 300 mm y 1 m. Los errores en las estimaciones del asentamiento provienen casi siempre de la diferencia entre el área de la placa y el área de la zapata real de cimentación, y del hecho de que una estructura de mucho mayor tamaño afecta a un volumen de suelo más considerable: las capas profundas pueden quedar sometidas a un esfuerzo, debido a la estructura real, pero son afectadas por la placa. Otra fuente de error suele ser la falta de cuidado en la colocación de la placa, efecto que puede evitarse usando yeso como lecho de apoyo.

#### Prueba de carga en pilotes

Las pruebas de carga casi siempre se llevan a cabo en uno de los pilotes que se va a usar en la estructura, colocado a una profundidad apropiada. El objetivo puede ser la determinación de la carga última o bien usar una "carga de comprobación" sobre el pilote, siendo ésta un porcentaje específico superior a la carga de trabajo propuesta. El pilote puede someterse a la carga por medio de un gato

hidráulico o acumulando taras en una plataforma construida sobre el pilote (Fig. 3.11).

A continuación se describen brevemente dos procedimientos de prueba: *método de carga sostenida* y *método de velocidad de penetración constante*.

- a) *Método de carga sostenida*. La carga de prueba se aplica en incrementos iguales, sosteniendo cada carga hasta que el asentamiento observable haya cesado. Entonces, se trazan curvas de asentamiento contra la carga y de asentamiento contra el tiempo. Este procedimiento es recomendable cuando se requieren estimaciones del asentamiento para cargas de trabajo; los resultados son menos confiables cuando están determinando cargas últimas.
- b) *Método de velocidad de penetración constante*. En este método se hinca el pilote en el suelo usando un gato hidráulico a una velocidad constante: 0.75 mm/min en arcillas, y 1.5 mm/min en arenas y gravas. La carga se mide ya sea con un gato calibrado, o bien con una celda de carga o un anillo de carga. Este método es bastante rápido y casi siempre requiere varios observadores instruidos para tomar lecturas en forma simultánea.

La gráfica de carga/penetración de un pilote predominantemente de fricción es similar a la que se muestra en la figura 3.12. Cuando la curva se vuelve paralela al eje de penetración o comienza a decrecer, la carga final puede considerarse equivalente al valor máximo de carga. En el caso de pilotes en los que predomina la carga de punta, la gráfica de carga/penetración corresponderá a la forma que se muestra en la figura 3.12. Se recomienda que se considere que la carga última corresponda a la carga correspondiente a una penetración igual al 10% del diámetro de la punta del pilote. Sin embargo, esto presenta algunas dificultades, pues para un pilote de gran diámetro se requerirá una carga muy alta para producir este asentamiento; además, al usar pilotes muy largos, los efectos del acortamiento elástico pueden ser significativos.

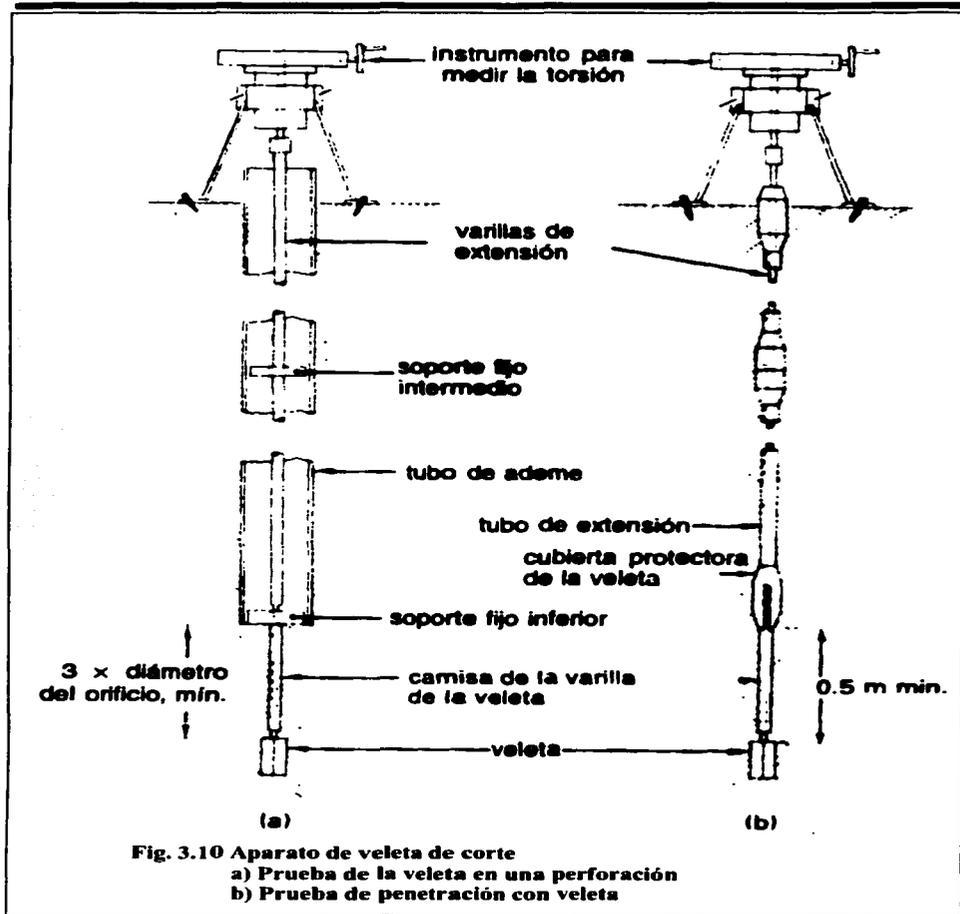


Fig. 3.10 Aparato de veleta de corte  
 a) Prueba de la veleta en una perforación  
 b) Prueba de penetración con veleta

TRABAJO CON  
 FALLA DE ORIGEN

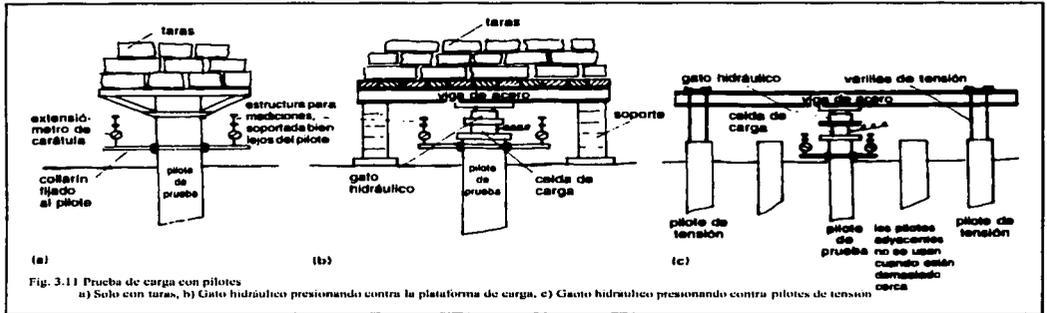


Fig. 3.11 Prueba de carga con pilotes

a) Solo con taras, b) Gato hidráulico presionando contra la plataforma de carga, c) Gato hidráulico presionando contra pilotes de tensión

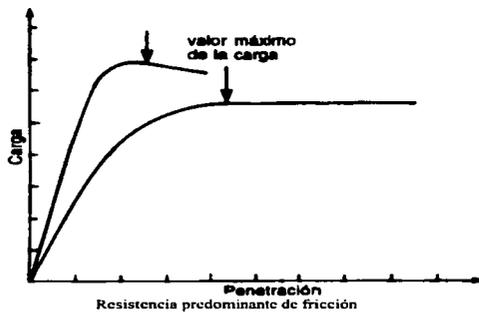
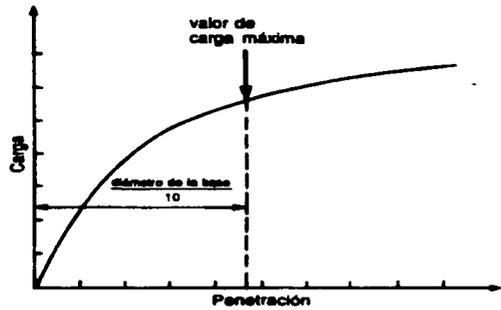


Fig. 3.12 Interpretación de las pruebas de carga en pilotes



CON FALLA DE ORIGEN

### Prueba de presiómetro

El presiómetro es un dispositivo ideado por Menard en la década de 1950 - 1960, con el propósito de medir resistencia y compresibilidad *in situ*. El aparato consiste en dos componentes básicos: una sonda que se inserta en una perforación sin ademar y un medidor de volumen transductor de presión.

La sonda está formada por una celda de medición con celdas de protección por arriba y por abajo, encerrada en una membrana de hule (Fig. 3.13). La membrana se infla usando agua sometida a una presión gaseosa ( $\text{CO}_2$ ), tomándose lecturas continuas de presión y volumen; las dos celdas de protección aseguran que las paredes del orificio reciben una presión totalmente radial. Después se grafica una curva presión/cambio de volumen, con la cual se evalúan las características de resistencia al corte y deformación.

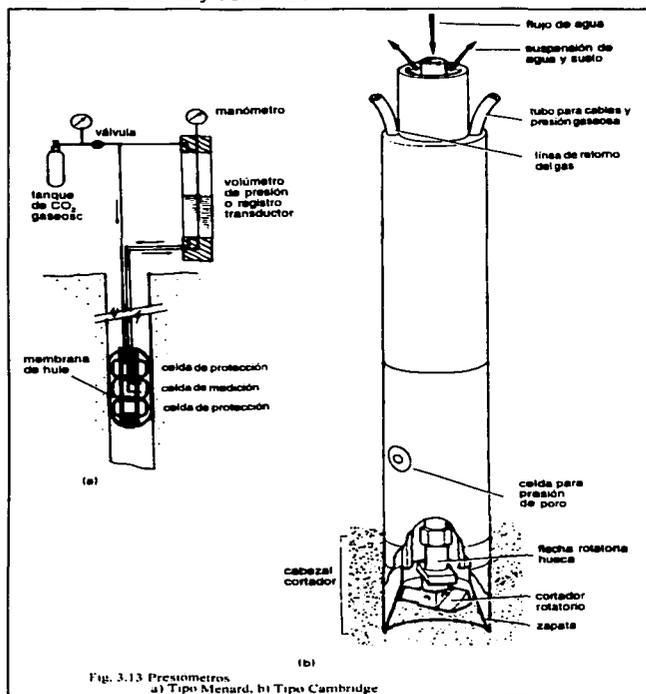


Fig. 3.13 Presiómetros  
a) Tipo Menard, b) Tipo Cambridge

Los instrumentos modernos como el presiómetro de Cambridge (Fig. 3.13b) no sólo perforan por sí mismos, sino que también proporcionan mediciones de la deformación horizontal y la presión de poro, lo que permite obtener una curva completa de esfuerzo efectivo/deformación. Con esta curva es posible determinar los parámetros de resistencia al corte drenada o sin drenar, así como el módulo de corte y la relación de Poisson. Todo indica que no obstante que los valores de resistencia que se miden con el presiómetro tienden a estar del lado alto (inseguro), las mediciones de esfuerzo horizontal efectivo y constantes elásticas concuerdan bien con los resultados de otras pruebas.

### Observaciones en pozos

Los pozos perforados durante el transcurso de las investigaciones de un lugar, pueden dejarse al descubierto y adecuarse si es necesario. Antes de iniciar las observaciones debe dejarse transcurrir un periodo de 24 horas después de la perforación. Por lo general, el nivel de agua en un orificio se

determina por medio de una cinta métrica llena de gis, con flotador o haciendo descender una sonda con interruptor eléctrico que actúa al entrar en contacto con el agua.

Cuando se planea una serie larga de observaciones, puede resultar conveniente insertar en el pozo un tubo de observación de diámetro pequeño. El tubo de observación llega hasta una altura conveniente por arriba de la superficie, y cuenta con un capuchón; así, el pozo puede sellarse para evitar que se bloquee por el ingreso de desperdicios, lluvia o corrientes superficiales.

En los suelos cohesivos, la estabilización del nivel freático puede requerir un tiempo largo; en este caso, su posición debe determinarse usando el método de *llenado y achicado*. El orificio se llena con agua y se achica una cierta cantidad; si se observa que el nivel del agua disminuye, se sigue achicando; si se eleva, se vuelve a verter una pequeña cantidad. Este proceso continúa hasta que se logra un nivel estacionario (siendo éste el nivel real del agua).

Se puede usar un método alternativo de extrapolación en el que se grafica el nivel del agua con respecto al tiempo. El nivel real se determina extrapolando la curva hasta que sea paralela al eje del tiempo (Fig. 3.14a). Al registrar varios niveles a intervalos iguales, se aplica el siguiente método de cálculo:

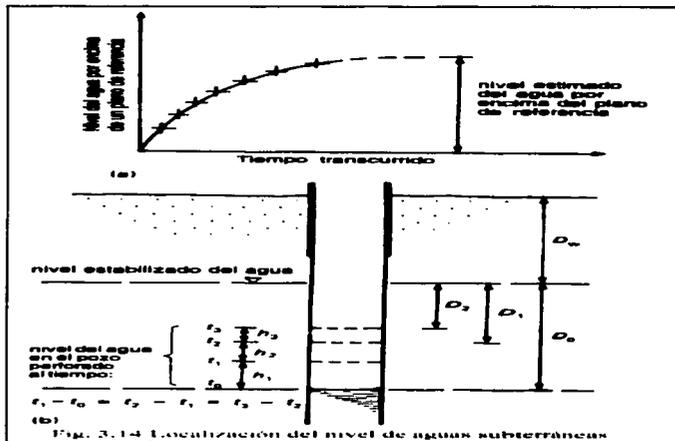
Donde:  $h_1$  = elevación del nivel de agua, desde tiempo  $t_0$  hasta  $t_1$   
 $h_2$  = elevación del nivel de agua, desde tiempo  $t_1$  hasta  $t_2$   
 $h_3$  = elevación del nivel de agua, desde tiempo  $t_2$  hasta  $t_3$

Y además  $t_1 - t_0 = t_2 - t_1 = t_3 - t_2$  (Fig. 3.14b)

Entonces, el nivel observado de agua subterránea por debajo del nivel establecido es:

$$D_0 = \frac{h_1^2}{h_1 - h_2}; D_1 = \frac{h_2^2}{h_1 - h_2}; D_2 = \frac{h_3^2}{h_2 - h_3}$$

Las observaciones se continúan realizando hasta lograr suficientes estimaciones de la posición del nivel estabilizado del agua subterránea.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

## Mediciones de presión de poro

La presión de poro puede medirse en forma directa, hincando *tubos verticales* o *piezómetros abiertos* hasta el nivel adecuado en el estrato requerido. En un acuífero sin confinar, el nivel de agua en la columna debe responder al nivel freático libre, por lo que la presión de poro en el extremo inferior del tubo está dada por la altura hasta el nivel observable del agua (Fig. 3.15). Cuando el tubo penetra en un acuífero confinado, la presión artesiana fuerza el nivel de agua hacia arriba, hasta un nivel correspondiente a una superficie piezométrica que representa la presión de poro en este acuífero.

La superficie piezométrica artesiana puede estar situada debajo (Fig. 3.15b) o encima (Fig. 3.15c) del nivel freático de un estrato superficial libre.

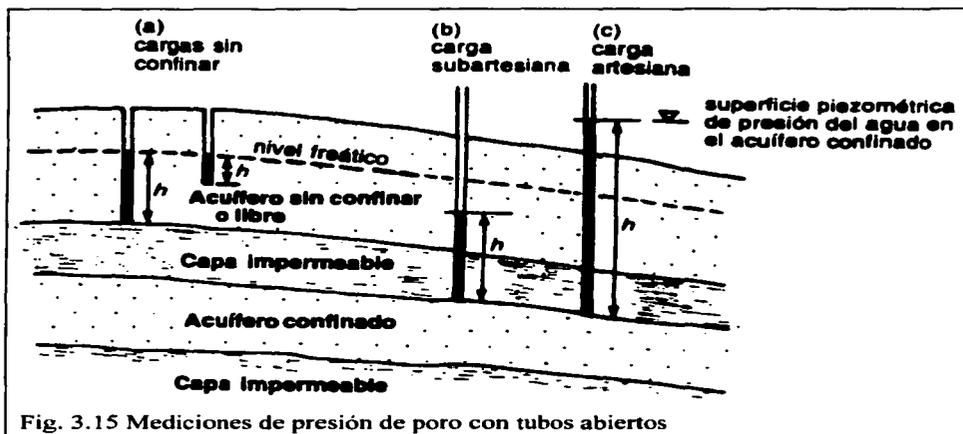


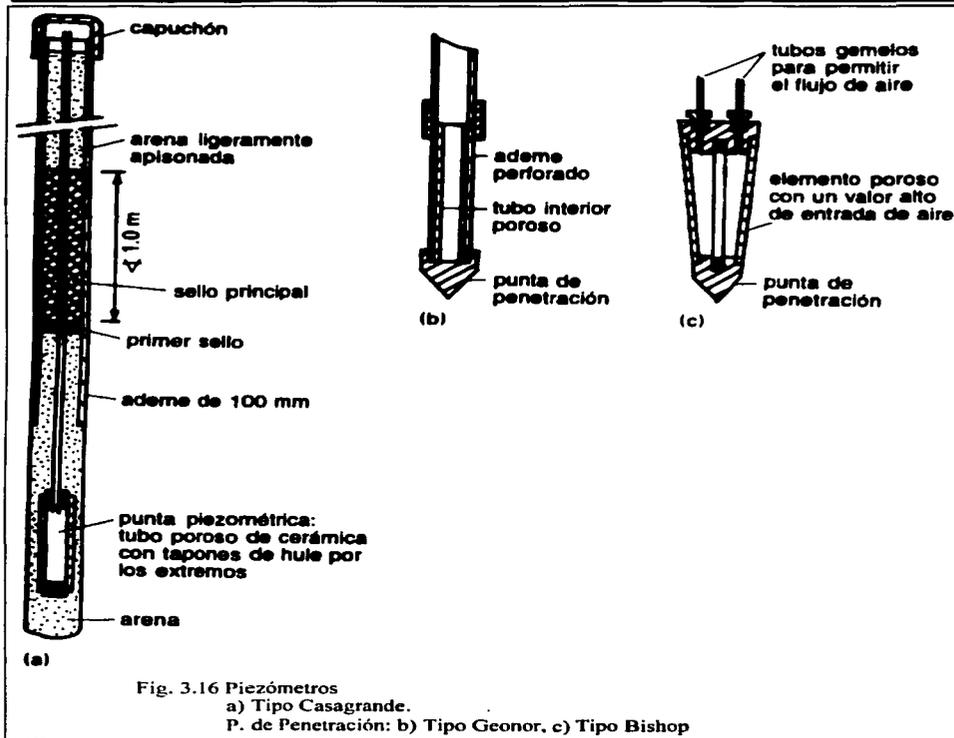
Fig. 3.15 Mediciones de presión de poro con tubos abiertos

Los tubos de extremo abierto tienen varias desventajas: tienden a obstruirse con el limo y algunas veces con la arcilla y su respuesta a los cambios de presión en el agua de poro es bastante lenta. Para suelos de permeabilidad baja o cuando se requiere una respuesta más rápida, se usa un *piezómetro cerrado*, del cual hay dos tipos: el *hidráulico* y el de *transductor de presión*.

En el sistema de tipo hidráulico, se instala una punta piezométrica en el fondo de un pozo perforado o bien (en las arenas) se hincan en el suelo. Por lo general son huecas y consisten en un cuerpo poroso y dos conexiones de tubos hidráulicos (Fig. 3.16). Los tubos hidráulicos conducen a un indicador de tipo Bourdon o a un manómetro, y casi siempre están hechos de nylon rígido. Es esencial que el sistema permanezca libre de aire. El agua del interior del piezómetro responde a los cambios de presión de poro del suelo circundante y esto se refleja en las lecturas de presión; se tiene que hacer una corrección por la diferencia de posición entre el tablero de medición y la punta piezométrica.

Entre los desarrollos recientes están las puntas piezométricas que incorporan celdas de carga eléctricas y medidores de alambre vibratorio, que ofrecen una respuesta más rápida y precisa y están libres de contaminarse con aire.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



### Métodos geofísicos

Algunas propiedades geofísicas, como resistencia eléctrica, elasticidad, susceptibilidad magnética, etc., varían de estrato a estrato; por consiguiente, una anomalía en las mediciones de una propiedad específica indica la presencia de una interfase de estratos.

Los métodos geofísicos no miden realmente propiedades de ingeniería, pues constituyen métodos indirectos de exploración de suelos; pueden usarse como procedimientos económicos para determinar los límites de los estratos del suelo, para localizar niveles de lechos rocosos y niveles freáticos, y para detectar zonas de suelos orgánicos y la presencia de cavidades sub-superficiales. En todos los casos, los datos geofísicos tienen que correlacionarse con la información obtenida por medio de perforaciones y fosos de prueba. Estos métodos están más encaminados a la Geología y a la Minería.

Desde el punto de vista de la Ingeniería Civil, existen dos tipos de métodos geofísicos de uso

común: *prospecciones con resistividad eléctrica y métodos sísmicos.*

*Método de resistividad eléctrica*

Aunque los constituyentes minerales de los suelos casi siempre son malos conductores de la electricidad, la presencia de aguas subterráneas conteniendo sales disueltas permite la conducción de corrientes apreciables a distancias cortas moderadas. Es posible detectar variaciones significativas en la resistividad entre estratos diferentes: por encima y por debajo del nivel freático; entre rocas fracturadas y suelos; entre espacios vacíos y suelo/roca.

El método común para una prospección basada en la resistividad consiste en hincar cuatro electrodos en línea recta, separados por distancias iguales (Fig. 3.17a). Por el par externo de electrodos se hace pasar una corriente (I amp) y en el par interno se mide una diferencia de potencial (E volts). Este sistema se conoce como *configuración de Wenner*. Para un suelo de resistividad aparente uniforme ( $\rho_a$ ), se puede establecer que

$$\rho_a = \frac{2\pi dE}{I}$$

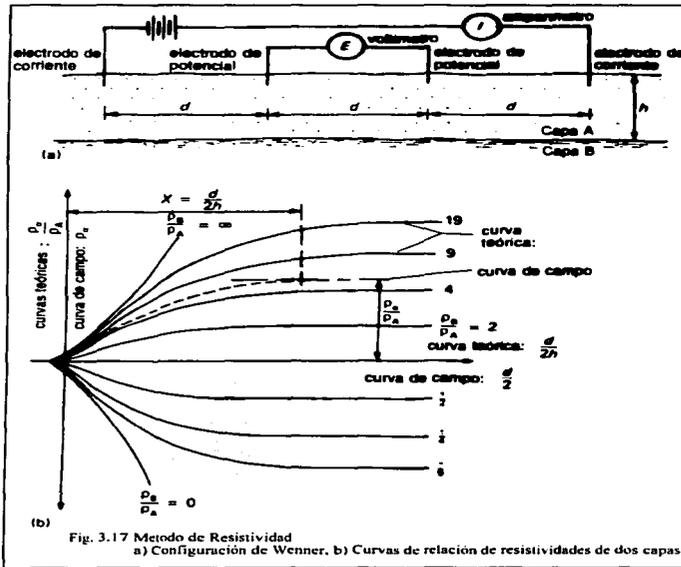


Fig. 3.17 Método de Resistividad  
a) Configuración de Wenner, b) Curvas de relación de resistividades de dos capas

Para la localización de interfases verticales, la separación se mantiene constante y la configuración es transversal; a medida que cada electrodo cruza una interfase se registra un cambio significativo de la resistividad.

Para determinar la profundidad de una interfase horizontal se toma una serie de lecturas con diferentes separaciones de los electrodos, para trazar una curva de campo  $\rho/d$ . La curva de campo se compara con un conjunto de curvas teóricas de relación de resistividades, que representan sistemas de 2, 3 o 4 estratos, según sea lo más apropiado. La figura 3.17b muestra un sistema de curvas de dos estratos, con la cual se puede obtener la profundidad de un estrato capa A basándose en el factor de distancia X.

En la tabla 3.2 se anotan algunos valores comunes de la resistividad en algunos materiales térreos.

Arcilla y limo saturado	0 - 10,000
Arcilla arenosa y arena limosa húmeda	10,000 - 25,000
Arena arcillosa y arena saturada	25,000 - 50,000
Arena	50,000 - 150,000
Grava	150,000 - 500,000
Roca meteorizada	100,000 - 200,000
Roca sana	150,000 - 4,000,000

Tabla 3.2 Valores representativos de resistividad

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### Método de refracción sísmica

Las ondas sísmicas se desplazan a velocidades diferentes a través de los diversos tipos de materiales; son varios los factores que afectan a la velocidad de propagación de la onda de choque, como la densidad, el contenido de humedad, la textura, la presencia de vacíos o discontinuidades y la elasticidad. El método de refracción sísmica se basa en la generación de una onda sónica en las rocas o el suelo usando un martinete, la caída de una pesa o una carga explosiva pequeña, para después registrar su recepción en una serie de *geófonos*, situados a diversas distancias del punto de choque (Fig. 3.18a). El trazo de la pluma de un registrador continuo detecta el tiempo del primer arribo sísmico en cada *geófono*.

La onda directa, que se desplaza a una velocidad  $V_A$  por la capa superior A, llega primero a los *geófonos* más cercanos al punto de origen del choque. Cuando la velocidad en la capa inferior es mayor, la onda refractada que se desplaza a m velocidad  $V_B$  en la capa inferior B y a una velocidad  $V_A$  en la capa superior, llegará primero a un punto situado a una cierta distancia desde el origen de la sacudida. Los tiempos del primer arribo se grafican con respecto a la distancia desde el punto de la sacudida (Fig. 3.18b), para obtener dos líneas rectas de tiempo/distancia con pendientes  $1/V_A$  y  $1/V_B$ . Al considerar la intersección de las dos pendientes a una "distancia" X, se puede demostrar que la profundidad de la capa A está dada por:

$$h_A = \frac{1}{2} X \left( \frac{V_B - V_A}{V_B + V_A} \right)^2$$

El método de refracción sísmica puede usarse para exploraciones hasta de 300 m de profundidad, aunque es requisito indispensable que la velocidad en la capa superior sea menor que la de la capa inferior, esto  $V_B > V_A$ . Esta condición tiene su origen en el hecho de que, para que las ondas se refracten a lo largo de la interfase, deben llegar con una trayectoria que esté situada en un ángulo crítico  $i_c$ , con respecto a la normal y a la interfase, de tal manera que  $\text{sen } i_c = V_A / V_B$ . En un estrato de multicapas puede presentarse una capa "ciega" cuando la velocidad de la onda es inferior a la que prevalece en la capa que está por encima: la onda directa pasará a través de la capa ciega en forma perpendicular a la interfase y no se refracta. Otros de los errores pueden ser causados por el hecho de que las interfases litológicas no siempre corresponden a límites entre estratos de diferentes velocidades de la onda; además, en los estratos anisotrópicos, puede presentarse una diferencia entre la velocidad vertical y la horizontal.

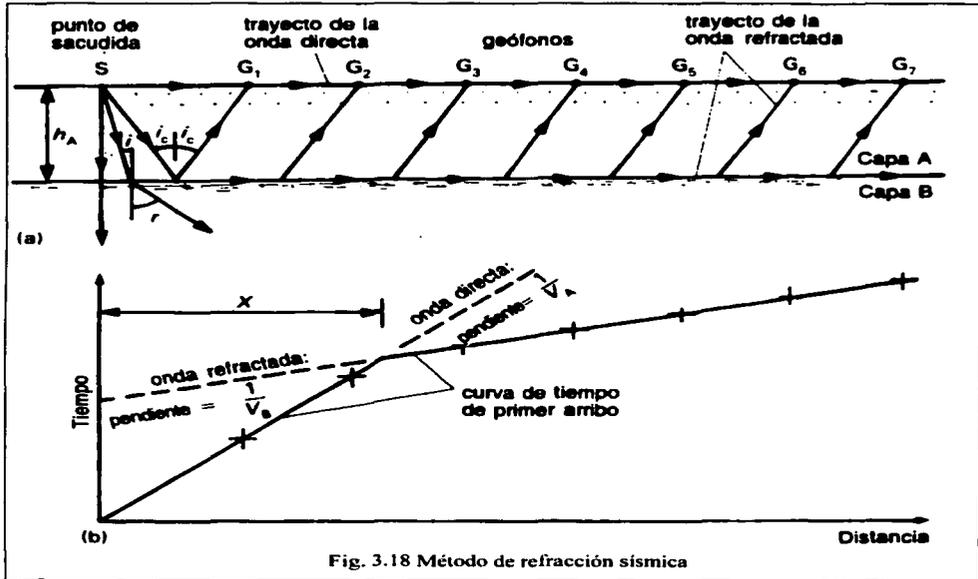
En la tabla 3.3 se mencionan algunas velocidades de propagación típicas de varios materiales.

### Método de reflexión sísmica

Los métodos de reflexión no son adecuados para exploraciones a poca profundidad, pues el arribo de las ondas reflejadas queda oscurecido por ondas de superficie y de cortante de mucha mayor amplitud. Sin embargo, los perfiles obtenidos con reflexiones sísmicas son útiles para

exploraciones profundas (> 300 m) y para exploraciones subacuáticas en ríos, lagos y mares de poca profundidad. Este método resulta especialmente útil en prospecciones marinas, debido a que el agua no puede transmitir ondas de corte ni ondas de alta velocidad.

Se emite una pulsación sónica que se refleja en el lecho marino o en las interfaces del sublecho, y el arribo de las ondas se detecta por medio de un sistema de hidrófonos. Las velocidades de la onda en el agua y en las capas del sublecho deben determinarse con otros métodos. Los resultados permiten obtener con gran rapidez y economía los perfiles laterales y verticales.



Limo seco, arena, grava suelta, roca suelta, argayos y tierra vegetal húmeda	180 - 750
Morrena compacta; arcillas endurecidas; grava bajo el nivel freático, grava arcillosa compacta, arena cementada y arena	750 - 2300
Roca meteorizada, fracturada o parcialmente descompuesta	600 - 3000
Lutitas sanas	750 - 3300
Arenisca sana	1500 - 4200
Caliza y creta sanas	1800 - 6100
Roca ígnea sana	3600 - 6100
Roca metamórfica sana	3000 - 4800

Tabla 3.3 Velocidades sísmicas típicas de algunos materiales.

# Capítulo IV

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

44-A

La mayoría de los suelos son una acumulación heterogénea de granos minerales no cementados. Sin embargo el término "suelo" como lo usa el ingeniero incluye prácticamente todos los tipos de materiales inorgánicos y orgánicos, cementados o no, que se encuentran en la tierra. Se excluye solamente la roca dura que permanece firme después de expuesta al intemperismo.

Para el ingeniero interesado en diseño y construcción de cimentaciones y obras de terracería, las propiedades físicas de los suelos, tales como permeabilidad, resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad, interacción con el agua, etc., son de primordial importancia ya que nos dan a conocer la problemática del suelo o de la zona en la que se piensa construir y así contar con los elementos suficientes para obtener la óptima solución.

Con objeto de que los ingenieros tanto en campo como en la oficina estén en condiciones de entenderse con respecto a suelos, es necesario disponer de un método estándar de identificación y clasificación de los mismos. Un sistema que describa a los suelos y los coloque categóricamente en grupos.

Para el diseño final de las estructuras importantes, la clasificación debe ser complementada por pruebas de laboratorio que determinen las características de comportamiento del suelo, tales como permeabilidad, consolidación, resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad, etc., para condiciones de campo previstas.

Sin embargo, los informes que contienen clasificaciones adecuadas de suelos y descripciones correctas de ellos, pueden usarse al hacer estimaciones preliminares en determinar la extensión de las investigaciones de campo adicionales necesarias para el diseño final, en la planeación de un programa económico e pruebas de laboratorio y en la aplicación de los resultados de las pruebas a exploraciones adicionales. El conocimiento de la clasificación del suelo, incluyendo sus propiedades típicas, es de especial valor para el ingeniero.

### Clasificación de los suelos.

En la naturaleza, los suelos rara vez existen separadamente como grava, arena, limo, arcilla o materia orgánica, sino que generalmente se encuentran en forma de mezclas con proporciones variables. El Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (tabla 4.1) se basa en el reconocimiento del tipo y predominio de los constituyentes, considerando tamaños de grano, graduación, plasticidad y compresibilidad. Esta clasificación divide a los suelos en tres grupos principales: suelos gruesos, suelos finos y suelos de alto contenido de materia orgánica. En el campo, su identificación se lleva a cabo por medio de inspección visual para los granos gruesos y por medio de pruebas manuales sencillas para la parte fina de los suelos o para los suelos finos. En el laboratorio, puede hacerse uso de la curva granulométrica y de los límites de Atterberg (se mencionara mas adelante). Los suelos *orgánicos* ( $P_c$ ) son identificados inmediatamente por su color, olor, sensación esponjosa y textura fibrosa además existe una nomenclatura grafica para identificar los suelos Fig. 4.1.

a) *Clasificación de campo.* Una muestra representativa del suelo (excluyendo las partículas mayores de 76.2 mm. (3")), se clasifica inicialmente como suelo grueso o suelo fino, estimando si el 50% en peso de las partículas pueden o no verse individualmente a simple vista (granos gruesos). Los suelos que contienen más del 50% de partículas gruesas son suelos gruesos; los suelos que contienen más del 50% de partículas menores de lo que el ojo puede distinguir, son suelos finos.

Si el suelo es predominantemente grueso, se identifica como grava o arena si el 50% o más de sus granos son mayores o menores que la malla Núm. 4 (4.69 mm Aproximadamente  $\frac{1}{4}$ ")

Si el suelo es una grava, debe a continuación identificarse como "limpia" (si contiene pocos finos o ningún fino), o sucia (si contiene apreciable cantidad de finos). Para las gravas "limpias", la

clasificación final se hace estimando su gradación; las gravas bien graduadas, pertenecen al grupo *GW*; las gravas uniformes y gravas con deficiencias en algunos tamaños de granos pertenecen al grupo *GP*. Las gravas "sucias" son de dos tipos: aquellas con finos no plásticos (limosas), *GM*, y aquellas con finos plásticos (arcillosas), *GC*. La determinación de si los finos son limosos o arcillosos, se hace por medio de las tres pruebas manuales indicadas para los suelos finos.

Si el suelo es una arena, los mismos pasos y criterio que se usaron en las gravas se repiten, de modo de llegar a determinar si el suelo es una arena limpia bien graduada *SW*, arena limpia mal graduada *SP*, arena con granos finos limosos *SM*, o arena con granos finos arcillosos *SC*. Si un material es predominantemente fino (más del 50% en peso), se clasifica en uno de los seis grupos *ML*, *CL*, *OL*, *MH*, *CH*, *OH*, estimando su deformabilidad (movilidad del agua, reacción al agitado), resistencia en seco (características de quebramiento), y su tenacidad (consistencia cerca del límite plástico), e identificándolo como orgánico o inorgánico. El comportamiento de los diversos grupos de los suelos finos para cada una de las pruebas manuales se indica en el cuadro.

Los suelos que son típicos de los diversos grupos, se clasifican inmediatamente por los procedimientos señalados. Sin embargo, muchos suelos en su estado natural tendrán características propias de dos grupos, debido a que están cerca de la frontera de los dos grupos de que se trate, en porcentaje de los varios tamaños o en características de plasticidad. Para este considerable número de suelos, se usan clasificaciones de frontera; esto es, los dos grupos que describen de la mejor manera al suelo, se indican separados por un guión, como sigue: *GW - GC*.

La clasificación correcta de un suelo cercano a la línea de frontera entre los suelos gruesos y los suelos finos, se hace clasificando primeramente al suelo como si se tratara de un suelo grueso y después, como un suelo fino.. Dentro de la división de los suelos finos, las clasificaciones de frontera pueden ocurrir tanto entre suelos de alto o bajo límite líquido entre materiales limosos o arcillosos en el mismo rango de límites líquidos.

b) *Clasificación de laboratorio.* A pesar de que la mayor parte de las clasificaciones de suelo se harán a simple vista y por medio de las pruebas manuales, el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, ha tenido en cuenta la manera de clasificar con precisión a un suelo por medio de pruebas de laboratorio, que consisten en análisis mecánicos y determinación de los límites de Atterberg. Las clasificaciones de laboratorio a menudo se efectúan sobre muestras representativas de suelos que han sido sujetas a pruebas de resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad y permeabilidad.

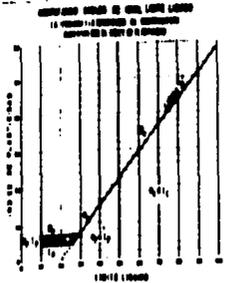
La curva de granulometría se usa para clasificar al suelo, como grueso o fino, y siendo grueso, como grava o arena haciendo uso del criterio del 50%. Dentro de los grupos de grava y arena, los suelos conteniendo menos del 5% de partículas menores que la malla Núm. 200 (0.074 mm.), se consideran "limpios", y se clasifican como bien graduados o mal graduados, por medio de sus coeficientes de uniformidad y curvatura. Para que una grava limpia esté bien graduada, *GW*, debe tener un coeficiente de uniformidad  $C_u$  mayor de 4 y un coeficiente de curvatura  $C_c$  entre 1 y 3; si no es así, debe clasificarse como grava mal graduada, *GP*. Una arena "limpia" que tenga un coeficiente de uniformidad mayor de 6 y un coeficiente de curvatura entre 1 y 3, pertenece al grupo *SW*; si no es así, es una arena mal graduada *SP*.

Las gravas o arenas "sucias", son aquellas que contienen más del 12% de finos, y se clasifican como limosas (*GM* o *SM*) o arcillosas (*GC* o *SW*) por medio de los resultados de las pruebas de límites de Atterberg, al vaciarlos en la gráfica de plasticidad. Los finos limosos son aquellos que tienen un índice de plasticidad menor que 4, o que caen abajo de la línea "A". Los finos arcillosos son aquellos que tienen un índice de plasticidad mayor que 7 y que caen arriba de la línea "A".

Los suelos gruesos que contienen entre 5 y 12% de finos, son casos de frontera entre las gravas o arenas "limpias" o "sucias". Similarmenete pueden ocurrir casos de frontera en gravas sucias y arenas sucias, donde el índice de plasticidad está entre 4 y 7 (*GM - GC*, *SM - SC*). Por lo tanto, teóricamente es posible tener casos de frontera, en un caso de frontera; pero esto no está permitido y la regla para una correcta clasificación es dar preferencia al grupo no plástico.

## SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION

PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO <small>(Consultar las fichas especiales de F y G, también las Normas de este sistema)</small>		NOMBRES TIPICOS	INFORMACION ADICIONAL PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO		
TIPO DE SUELO	SUBTIPO			CATEGORIA	SUBCATEGORIA	
Clasificación de suelos en el campo Clasificación de suelos en el laboratorio Clasificación de suelos en el laboratorio (continuación)	A	G <sub>1</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina	Este es el criterio que, además de la cantidad de arena, arena fina y arena muy fina, se debe considerar en la descripción y nombre de los suelos arenos, arenos de arena y arena y arena y arena muy fina.	C <sub>1</sub> - arena de 0 C <sub>2</sub> - arena de 0	
	B	G <sub>2</sub>	Suelos con pedregales, arenos de arena y arena, arena y arena fina		Los pedregales son aquellos pedregales con 0.075 mm.	C <sub>3</sub> - arena de 0 C <sub>4</sub> - arena de 0
	C	G <sub>3</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina		Este sistema establece algunas reglas para la descripción de los suelos arenos, arenos de arena y arena y arena y arena muy fina.	C <sub>5</sub> - arena de 0 C <sub>6</sub> - arena de 0
	D	G <sub>4</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina			C <sub>7</sub> - arena de 0 C <sub>8</sub> - arena de 0
	E	G <sub>5</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina			C <sub>9</sub> - arena de 0 C <sub>10</sub> - arena de 0
	F	G <sub>6</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina			C <sub>11</sub> - arena de 0 C <sub>12</sub> - arena de 0
	G	G <sub>7</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina	C <sub>13</sub> - arena de 0 C <sub>14</sub> - arena de 0		
	H	G <sub>8</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina	C <sub>15</sub> - arena de 0 C <sub>16</sub> - arena de 0		
	I	G <sub>9</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina	C <sub>17</sub> - arena de 0 C <sub>18</sub> - arena de 0		
	J	G <sub>10</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina	C <sub>19</sub> - arena de 0 C <sub>20</sub> - arena de 0		
	K	G <sub>11</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina	C <sub>21</sub> - arena de 0 C <sub>22</sub> - arena de 0		
	L	G <sub>12</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina	C <sub>23</sub> - arena de 0 C <sub>24</sub> - arena de 0		
M	G <sub>13</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina	C <sub>25</sub> - arena de 0 C <sub>26</sub> - arena de 0			
<b>PROCESOS DE IDENTIFICACION EN EL LABORATORIO</b> (Consultar las fichas especiales de F y G, también las Normas de este sistema)				<b>CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO</b>		
A	G <sub>1</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina	Este es el criterio que, además de la cantidad de arena, arena fina y arena muy fina, se debe considerar en la descripción y nombre de los suelos arenos, arenos de arena y arena y arena y arena muy fina.	C <sub>1</sub> - arena de 0 C <sub>2</sub> - arena de 0		
B	G <sub>2</sub>	Suelos con pedregales, arenos de arena y arena, arena y arena fina		Los pedregales son aquellos pedregales con 0.075 mm.	C <sub>3</sub> - arena de 0 C <sub>4</sub> - arena de 0	
C	G <sub>3</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina		Este sistema establece algunas reglas para la descripción de los suelos arenos, arenos de arena y arena y arena y arena muy fina.	C <sub>5</sub> - arena de 0 C <sub>6</sub> - arena de 0	
D	G <sub>4</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina			C <sub>7</sub> - arena de 0 C <sub>8</sub> - arena de 0	
E	G <sub>5</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina			C <sub>9</sub> - arena de 0 C <sub>10</sub> - arena de 0	
F	G <sub>6</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina			C <sub>11</sub> - arena de 0 C <sub>12</sub> - arena de 0	
G	G <sub>7</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina	C <sub>13</sub> - arena de 0 C <sub>14</sub> - arena de 0			
H	G <sub>8</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina	C <sub>15</sub> - arena de 0 C <sub>16</sub> - arena de 0			
I	G <sub>9</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina	C <sub>17</sub> - arena de 0 C <sub>18</sub> - arena de 0			
J	G <sub>10</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina	C <sub>19</sub> - arena de 0 C <sub>20</sub> - arena de 0			
K	G <sub>11</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina	C <sub>21</sub> - arena de 0 C <sub>22</sub> - arena de 0			
L	G <sub>12</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina	C <sub>23</sub> - arena de 0 C <sub>24</sub> - arena de 0			
M	G <sub>13</sub>	Suelos arenos, arenos de arena y arena, arena y arena fina	C <sub>25</sub> - arena de 0 C <sub>26</sub> - arena de 0			



**TRUSS CON FALLA DE ORIGEN**

Tabla 4.1

\* Este es el criterio que, además de la cantidad de arena, arena fina y arena muy fina, se debe considerar en la descripción y nombre de los suelos arenos, arenos de arena y arena y arena y arena muy fina.

146-7

## PROCESAMIENTO DE REEMPLAZACION DE SUELO PISO O PROCESOS FINES DE SUELO EN EL CAMPO

Este procedimiento se aplica más bien a los suelos de tipo A, B y C, pero también se aplica a los suelos de tipo D, E y F, siempre que se trate de suelos que se han de mejorar en el campo.

### DEFINICIONES - NOMENCLATURA DEL SUELO (según el autor)

Después de que los parámetros físicos, químicos y biológicos de un suelo han sido determinados, se debe clasificar el suelo en una de las clases de suelos que se describen en el capítulo 1 de este libro.

Como se puede ver en la tabla de la clase y el tipo de suelo, el tipo de suelo se define en función de la textura y el contenido de materia orgánica. El tipo de suelo se define en función de la textura y el contenido de materia orgánica. El tipo de suelo se define en función de la textura y el contenido de materia orgánica.

El tipo de suelo se define en función de la textura y el contenido de materia orgánica. El tipo de suelo se define en función de la textura y el contenido de materia orgánica.

Este tipo de suelo se define en función de la textura y el contenido de materia orgánica.

Este tipo de suelo se define en función de la textura y el contenido de materia orgánica.

Este tipo de suelo se define en función de la textura y el contenido de materia orgánica.

### DEFINICIONES DE LOS TIPOS DE SUELO (según el autor)

Después de que los parámetros físicos, químicos y biológicos de un suelo han sido determinados, se debe clasificar el suelo en una de las clases de suelos que se describen en el capítulo 1 de este libro.

El tipo de suelo se define en función de la textura y el contenido de materia orgánica. El tipo de suelo se define en función de la textura y el contenido de materia orgánica.

### DEFINICIONES DE LOS TIPOS DE SUELO (según el autor)

Después de que los parámetros físicos, químicos y biológicos de un suelo han sido determinados, se debe clasificar el suelo en una de las clases de suelos que se describen en el capítulo 1 de este libro.

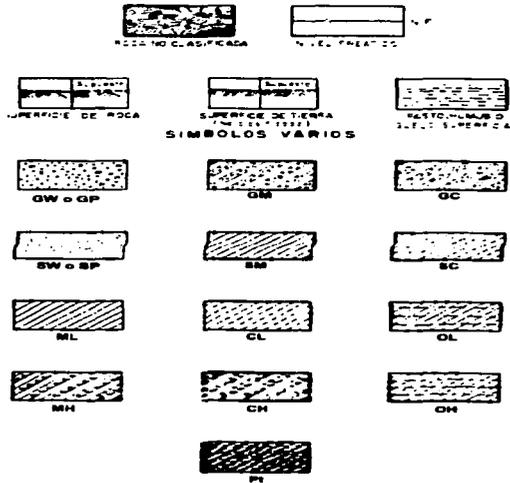
El tipo de suelo se define en función de la textura y el contenido de materia orgánica. El tipo de suelo se define en función de la textura y el contenido de materia orgánica.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

46-15

Una vez que se ha determinado si un suelo es fino, por medio de la curva de granulometría, su clasificación dentro de uno de los seis grupos se efectúa con los resultados de los límites de Atterberg, colocándolos en la gráfica de plasticidad, poniendo atención en el contenido de materia orgánica del suelo. Los suelos finos inorgánicos con índice de plasticidad mayor que 7 y sobre la línea "A", son *CL* o *CH*, dependiendo de si el valor de su límite líquido está abajo o arriba del 50% respectivamente. Similarmente, los suelos finos inorgánicos con índice de plasticidad menor que 4 o debajo de la línea "A", son *ML* o *MH*, dependiendo de que su límite líquido esté abajo o arriba de 50%, respectivamente. Los suelos finos que caen sobre la línea "A", pero que tienen un índice de plasticidad entre 4 y 7, se clasifican como *ML* o *CL*.

Los suelos abajo de la línea "A" que son definitivamente orgánicos se clasifican como *OL* si tienen límites líquidos menores que 50% y como *OH* si el límite líquido es mayor de 50%. Los limos orgánicos y las arcillas orgánicas se distinguen comúnmente de los limos inorgánicos que alcanzan la misma posición en la gráfica de plasticidad, por su olor y color. Sin embargo, cuando el contenido de materia orgánica está en duda, el material puede secarse al horno, volvérselo a agregar agua y repetirse la prueba de límite líquido. La plasticidad de los suelos finos orgánicos se reduce considerablemente al secarse al horno, debido a cambios irreversibles en los coloides orgánicos. El secado al horno también afecta al límite líquido de los suelos inorgánicos, pero en un grado mucho menor. Una reducción en el límite líquido después de secado al horno de más de ¼ del límite líquido anterior al secamiento, es una identificación positiva de suelos orgánicos.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

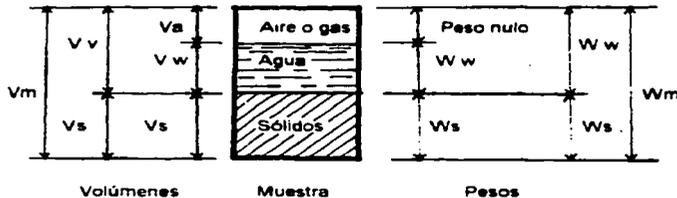
Fig. 4.1  
SIMBOLOS DE GRUPOS DE SUELOS

**PROPIEDADES INDICE**

Las propiedades índice son útiles para determinar las relaciones volumétrico-gravimétrica de un suelo y su clasificación. Estas relaciones definen parámetros que relacionan el peso de las fases del suelo con sus correspondientes volúmenes (tabla 4.2). El significado de estas propiedades es definitivo en la comprensión de las propiedades mecánicas del suelo.

PROPIEDAD	SIM-BOLO	MUESTRA SATURADA	MUESTRA NO SATURADA	FÓRMULAS DE CORRELACIÓN		
Densidad de sólidos	Ss	Medición en laboratorio		$eSr / w$		
Contenido de agua	w	Medición en laboratorio		$Wm / Ws - 1$	$eSr / Ss$	$Sr \gamma_w - 1$
Volumen total de la muestra	Vm	Medición en laboratorio		$Vs + Va + Vw$	$\frac{Vs}{1-n}$	$Vs(1+e)$
Volumen de sólidos	Vs	$Ws / \gamma_w Ss$		$Vm - (Va + Vw)$	$Vm(1-n)$	$\frac{Vv}{e}$
Volumen de agua	Vw	$Ww / \gamma_w$		$Vv - Va$	$Sr Vv$	$\frac{Sr Vm e}{1+e}$
Volumen de aire o gas	Va	nulo	$Vm - (Vs + Vw)$	$Vv - Vw$	$(1 - Sr) Vv$	$\frac{(1 - Sr)Vm e}{1+e}$
Volumen de vacíos	Vv	$Ww / \gamma_w$	$Vm - Vs$	$Vm - Vs$	$\frac{Vs n}{1-n}$	$\frac{Vm e}{1+e}$
Peso de sólidos	Ws	Medición en laboratorio		$Wv / (1 + w)$	$Ss Vm \gamma_w (1-n)$	$Ww Ss / Sr e$
Peso del agua	Ww	Medición en laboratorio		$W Ws$	$Sr \gamma_w Vv$	$e Ws Sr / Ss$
Peso total	Wm	$Ws - Ww$		$Ws(1+w)$		
Relación de vacíos	e	$Vv / VS$		$n / n - 1$	$w Ss / Sr$	$\frac{Ww Ss}{Ws Sr}$
Porosidad	n	$Vv / Vm$		$e / 1 + e$		
Peso volumétrico de la muestra	$\gamma_m$	$\frac{Ws + Ww}{Vs + Vw}$	$\frac{Ws + Ww}{Vm}$	$Wm / Vm$	$\frac{(Ss + Sr e) \gamma_w}{1 + e}$	$\frac{(1 + w) \gamma_w}{w / Sr - 1 / Ss}$
Peso volumétrico seco	$\gamma_d$	$\frac{Ws}{Vs + Vw}$	$\frac{Ws}{Vm}$	$\frac{Ws}{Vm(1+w)}$	$\frac{Ss \gamma_w}{1 + e}$	$\frac{Ss \gamma_w}{1 + Ww Ss / Sr}$
Peso volumétrico saturado	$\gamma_{sat}$	$\frac{Ws + Ww}{Vs + Vw}$	$\frac{Ws + Vv \gamma_w}{Vm}$	$\frac{Ws + e \gamma_w}{Vm(1+e)}$	$\frac{(Ss + e) \gamma_w}{1 + e}$	$\frac{(1 + Ww) \gamma_m}{w + 1 / Ss}$
Peso volumétrico sumergido	$\gamma'$	$\gamma_{sat} - \gamma_w$		$\frac{Ws - e \gamma_w}{Vm(1+e)}$	$\frac{Ss - e - 1 \gamma_w}{1 + e}$	
Grado de saturación	Sr	1.0	$\frac{Vw}{Vv}$	$\frac{Ww}{Vv \gamma_w}$	$\frac{\gamma_d Ss}{e}$	

Tabla 4.2 Relaciones Volumétrico - Gravimétricas



Contenido de agua

Se define como la relación de el peso del agua y el peso de los sólidos contenidos en una muestra de suelo, expresada en porcentaje. Esta prueba se puede realizar en muestras alteradas como inalteradas.

El procedimiento consiste una vez obtenido el peso de la muestra ( $Wm$ ) se somete a secado dentro de un horno controlado a temperatura constante de  $110 \pm 5^\circ C$ , en un tiempo de 18 a 20 hrs, al termino del cual se pesa nuevamente la muestra para conocer el peso de los sólidos de esta ( $Ws$ ).

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

El contenido de agua se obtiene utilizando la siguiente formula:

$$W_w = W_m - W_s \quad W = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

El contenido de agua de un suelo en estado natural presenta variaciones muy amplias; desde 0 hasta 800% o aun mayores.

#### *Densidad de sólidos.*

La densidad de sólidos o peso específico relativo de los sólidos se define como la relación entre el peso de los sólido y el peso del volumen de agua que desalojan. Tratándose de gravas o rocas, se determina la densidad con relación al agua limpia (destilada) a la temperatura ambiente, estando el material saturado. Para su determinación se hace uso de matraces calibrados a distintas temperaturas. Esta prueba se puede aplicar a muestras alteradas e inalteradas.

Según el manual de la C. F. E. De acuerdo al tipo de suelo se tendrá un rango para trabajar el tamaño de la muestra a probar:

Tipo de Suelo	Tamaño de la Muestra
Suelos Cohesivos	25 – 50 gr.
Arenas Finas	50 – 80 gr.
Gravas y Arenas Gruesas	500 – 1000 gr.

El peso del agua que un matraz puede contener puede variar con la temperatura; esto se debe por una parte, a que los cambios de temperatura provocan variaciones en el volumen del agua del recipiente; y por otra parte, se modifica la densidad del agua. Es conveniente formar para cada uno de los matraces, una grafica de calibración (Fig. 4.2), o sea, una curva que tenga, por ordenadas los pesos del matraz con agua hasta la marca de aforo y como abscisas, las temperaturas correspondientes.

Se empieza a cribar la muestra preparada y aproximadamente 200 gr. de material que haya pasado la malla No. 4 se coloca en una cápsula de porcelana o vidrio refractario. El material se tritura hasta que adquiera una finura tal que pueda pasar por la malla No. 40, dejándolo secar aproximadamente por 18 hrs. a una temperatura de  $110 \pm 5^\circ\text{C}$ , transcurrido el tiempo dejamos enfriar la muestra (preferentemente dentro de un desecador para que no absorba agua). Se toman 60 gr. del material frío y seco, se vacía en un matraz con agua destilada (pesado anteriormente) y se pesa el matraz que contiene la muestra. Se pone en baño maría a fin de expulsar el aire contenido en el material; si se trata de material arenoso con 10 minutos será suficiente, pero si es material arcilloso bastaran 30 minutos. Es preferible contar con un sistema de vacío, ya que su uso mejora la operación pues la suspensión hierve a una temperatura mas baja al disminuir la presión. Transcurrido el tiempo se saca el matraz del baño maría se limpia exteriormente y se deja enfriar, ya que adquiere la temperatura ambiente se agrega agua destilada cerca de la marca de aforo, se deja reposar nuevamente el matraz hasta que adquiera una temperatura uniforme, después se le toma la temperatura y se pesa. Posteriormente con la ayuda de una pipeta, debe agregarse agua destilada en cantidad tal que la parte inferior del menisco coincida con la marca de aforo del matraz, y se vuelve a pesar el matraz. La densidad de sólidos se haya mediante esta expresión:

$$S_s = \frac{W_s}{W_s + W_{mw} - W_{mms}}$$

Donde:

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$W_{mws}$  = Peso del matraz + agua + muestra a  $t^\circ$ .  
 $W_{mww}$  = Peso del matraz + agua a  $t^\circ$  (de la curva de calibración).  
 $W_s$  = Peso del suelo seco.  
 $S_s$  = Densidad de sólidos.

Para gravas el procedimiento es sumergir el material en agua destilada y se deja por 24 hrs. hasta saturar, posteriormente se seca de forma superficial el material y se pesa ( $W_{sh}$ ). A continuación se coloca el material en una probeta graduada llena de agua y se mide el volumen de agua desalojado, se procede a secar el material dentro de un horno y ya seco se pesa ( $W_s$ ). Con esto podemos obtener el porcentaje de absorción.

$$absorcion = \frac{W_{sh} - W_s}{W_s} \times 100$$

Después se calcula el volumen de agua absorbido;  $V_{wabs} = \frac{W_{sh} - W_s}{W_s}$

Y la densidad de sólidos la obtenemos:

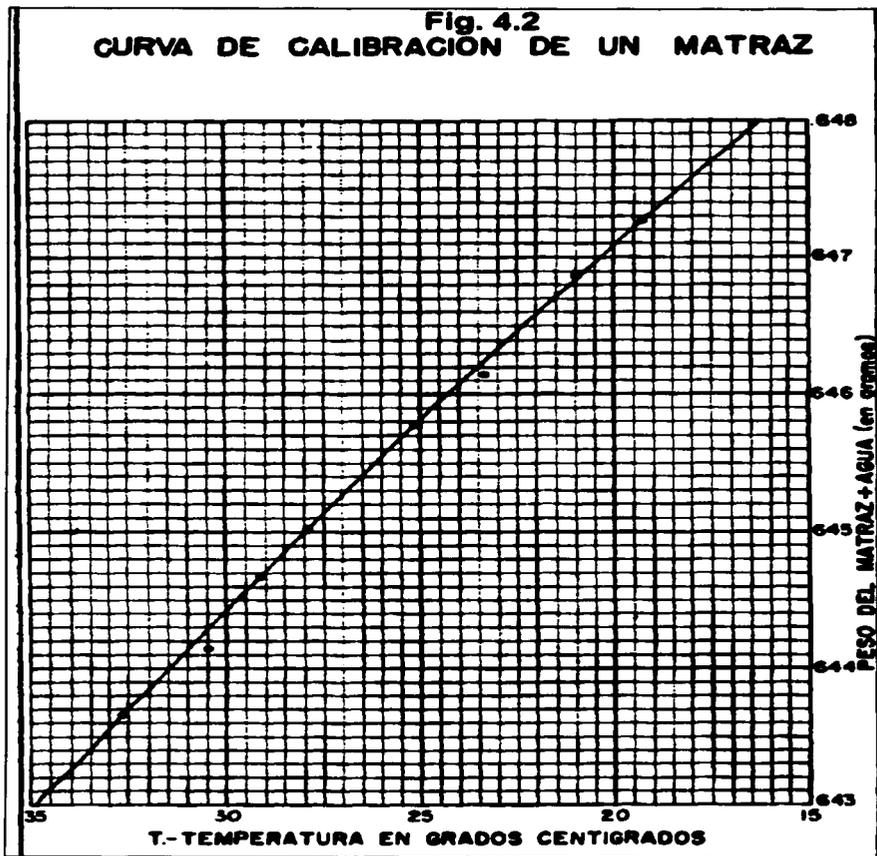
$$S_s = \frac{W_s}{V_w - V_{wabs}}$$

siendo  $V_w$  = Volumen desalojado de agua.

Si se trata de suelos con partículas finas y gruesas, la densidad de sólidos se obtiene mediante la fórmula:

$$S_s = \frac{100}{\frac{(\%)ret.malla4}{S_s(ret.malla4)} - \frac{(\%)pasamalla4}{S_s(pasamalla4)}}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

*Granulometría*

El análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen. A partir de la distribución de los granos en un suelo, es posible formarse una idea aproximada de otras propiedades del mismo.

Para las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo, la determinación de la distribución granulométrica se hace por un procedimiento de cribado a través de mallas para las partículas mayores de 0.074 mm ( malla No 200 ), mientras que para las partículas menores el análisis se hace por sedimentación, mediante el uso del hidrómetro ( análisis mecánico combinado).

Las muestras requeridas para la obtención de la curva granulométrica pueden ser alteradas o inalteradas. La muestra de suelo representativa contendrá por lo menos 50 gr. de material que pase la malla No 200 y 300 gr. de material que pase la malla No 4.

Primeramente deberá secarse la muestra al aire y separarse en dos fracciones que definirá la malla No 4. De la fracción que pasa la malla No 4, se toman - por cuarteo - 300 gr. de material y se lavan sobre la malla No 200 utilizando agua destilada con la recuperación de la misma en su totalidad dentro de un recipiente. El material retenido en la malla No 200 se sujeta ha secado de horno. Ahora se efectúa el cribado tanto la fracción retenida en la malla No 4 como el material retenido en la malla No 200 haciéndolo pasar - en ambas fracciones - a través de un juego de tamices de aberturas descendentes (tabla 4.3 ) y anotándose el peso del material retenido que se obtenga en la malla.

Material Retenido en la Malla No. 4		Material que pasa la Malla No. 4	
Numero	Abertura (mm)	Numero	Abertura (mm)
3"	76.2	No. 10	2.000
2"	50.8	No. 20	0.840
1"	25.4	No. 40	0.420
¾"	19.05	No. 60	0.250
½"	12.7	No. 100	0.149
3/8"	9.52	No. 200	0.149
No. 4	4.76		
Charola	-	Charola	-

Tabla 4.3

Si durante el cribado llegara a haber material que pase la malla No 200, este se incorporará al que pasó la misma malla durante el lavado de la muestra. Con el material producto del lavado se realiza el análisis por sedimentación con hidrómetro (densímetro).

La obtención de los datos necesarios para el trazo de la curva granulométrica.

- En primer lugar se calcula el porcentaje respecto al peso total de la muestra de los materiales retenidos en cada malla empleada y el que corresponde a los diámetros calculados en la prueba del hidrómetro.

- Se calcula el porcentaje acumulado del material que ha pasado por cada malla y menor que el diámetro calculado en la prueba del hidrómetro.

- Por último se dibuja la curva granulométrica sobre papel semi-logarítmico colocando en el eje de las abscisas el tamaño de las partículas ( esc. logarítmica) y en las ordenadas el porcentaje que pasa (escala natural).

Para definir la graduación de un suelo se proponen los coeficientes de uniformidad y de curvatura (coeficientes de Allen Hazen).

El coeficiente de uniformidad  $C_u$  se define:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Donde:

$D_{60}$  = Tamaño tal que 60% del suelo, sea igual o menor.

$D_{10}$  = Tamaño tal que sea igual o mayor que el 10% en peso del suelo (llamado por Hazen diámetro efectivo).

El coeficiente de curvatura  $C_c$ , es igual a:

$$C_u = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

siendo:

$D_{30}$  de significado análogo a  $D_{60}$  y  $D_{10}$ .

#### Limites de consistencia o de Atterberg

Las propiedades de un suelo formado por partículas finamente divididas, como una arcilla no estructurada, dependen en gran parte de la humedad. El agua forma una película alrededor de los granos y su espesor puede ser determinante de comportamientos diferentes del material. Cuando el contenido de agua es muy elevado, en realidad se tiene una suspensión muy concentrada, sin resistencia estática al esfuerzo cortante; al perder agua, va aumentando esa resistencia hasta alcanzar un estado plástico en que el material es fácilmente moldeable; si el secado continua, el suelo llega a adquirir las características de un sólido, pudiendo resistir esfuerzos de compresión y tensión considerables.

Arbitrariamente, A. Atterberg marco las fronteras de los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales granulares muy finos, fijando los siguientes límites: límite líquido, límite plástico y límite de contracción. El primero es la frontera entre el estado líquido y el plástico; el segundo entre el estado plástico y el semisólido; y el tercero separa el estado semisólido del sólido.

#### Límite Líquido

Su determinación se basa en el uso de la llamada Copa de Casagrande, un recipiente de dimensiones y peso estandarizados en que se coloca el suelo y se le hace una ranura en forma trapecial de dimensiones normalizadas (Fig. 4.3).

Para la realización de la prueba se requiere una muestra de suelo con la mayor proximidad a sus condiciones *in situ* por lo que respecta al contenido de agua. Esta muestra no deberá haber sufrido secado posterior a la extracción.

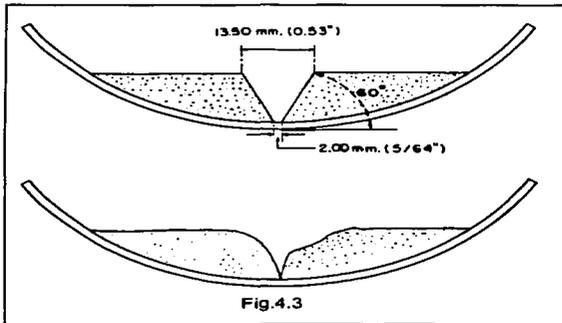


Fig.4.3

Se toman unos 100 gr. de suelo húmedo y se mezclan con una espátula hasta formar una pasta suave y uniforme. Si es necesario se añade agua destilada hasta alcanzar la consistencia deseada. Después se coloca una porción de la pasta en la Copa de Casagrande con un espesor aproximado de 1 cm. Se hace la ranura de unos 4 cm de longitud. Se acciona el aparato a razón de dos golpes por segundo hasta que la parte inferior del talud de la ranura se cierre 1.27 cm (0.25"). Se mezcla nuevamente el suelo y se repite el procedimiento hasta obtener 2 determinaciones con diferencia máxima de un golpe. Inmediatamente se obtiene el contenido de agua de unos 10 gr. de suelo de la zona próxima a la ranura cerrada.

Se repite todo el procedimiento variando el contenido de agua del suelo agregando agua por goteo o secando por remoldeo para provocar evaporación. No debe someterse a una evaporación brusca. Es necesario obtener cuatro determinaciones cuyo número de golpes este comprendido entre 10 y 35.

Una vez obtenidos los contenidos de agua para los diferentes ensayos se procede al trazo de la curva de fluidez, colocando en el eje de las ordenadas los contenidos de agua en escala natural y en el eje de las abscisas los números de golpes en escala logarítmica. La curva se considera aproximadamente una línea recta entre los 10 y 35 golpes cuya ecuación es:

$$W = -F w \log N + C$$

donde:

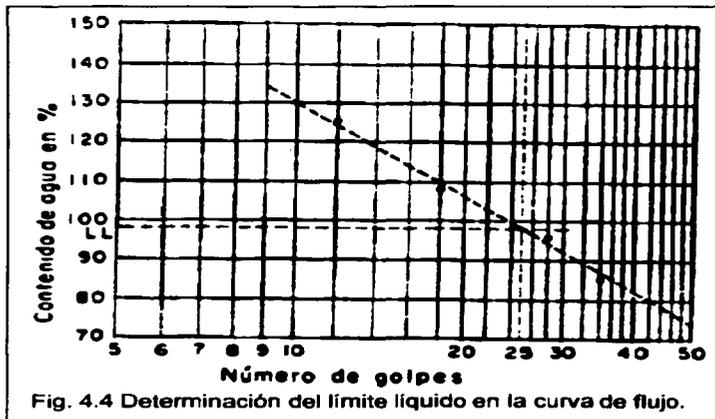
w : Contenido de agua, como porcentaje del peso seco.

Fw: Índice de fluidez, pendiente de la curva de fluidez, igual a la variación del contenido de agua correspondiente a un ciclo de la escala logarítmica.

N : Número de golpes.

C : Constante igual a la ordenada de la abscisa de 1 golpe; se calcula prolongando el trazo de la curva.

Entonces, el límite líquido ( LL ) se define como el contenido de agua del suelo para el que la ranura se cierra a lo largo de 1.27 cm. (0.5") con 25 golpes en la copa. El límite líquido de un suelo plástico corresponde a una resistencia al corte de 25 gr/cm<sup>2</sup> . La figura 4.4 indica la forma de determinar el límite líquido en la curva de fluidez.



#### Límite plástico.

El límite plástico ( LP ) se define como el contenido de agua en el momento en que se rompe en fragmentos de 1.0 cm. Una muestra de suelo rodada hasta 3 mm (1/8") de diámetro con la palma de la mano y una superficie lisa.

La muestra se prepara de manera idéntica a la empleada para determinar el límite líquido; se mezclan unos 10 gr. de suelo húmedo que se rolará sobre una placa de vidrio con la base del dedo pulgar hasta alcanzar un diámetro de 3 mm. Este procedimiento se repite hasta que se presenten en el cilindro de suelo señales de desmoronamiento y agrietamiento al alcanzar el diámetro citado; es entonces cuando se determinará el contenido de agua de la muestra ensayada. Todo el procedimiento se repite dos veces más hasta obtener tres valores. El límite plástico del suelo será el promedio de los tres resultados que para efectos de comprobación no deberán variar en mucho.

#### Límite de contracción.

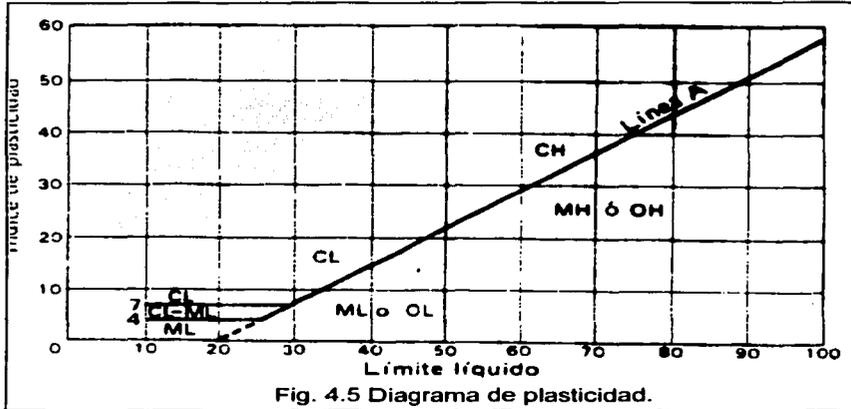
El límite de contracción ( LC ) se define como el contenido de agua necesario para saturar un suelo contraído por secado. La muestra se prepara en la forma ya conocida.

Se coloca una muestra cuyo contenido de agua sea cercano al límite plástico en un anillo calibrado evitando el dejar burbujear. Se deja secar a temperatura ambiente hasta que la muestra pueda retirarse del anillo. Una vez retirada se somete a secado en horno por espacio de 24 hr. Ahora se enrasan las caras de la pastilla de suelo usando lija, teniendo cuidado en perder cantidades no apreciables de suelo. Se mide con un vernier para conocer su volumen (Vm) y se pesa ( Wm). Se determina la densidad de los sólidos y se sustituyen los valores obtenidos en la formula:

$$Lc(\%) = \frac{\gamma_w}{W_s} \frac{V_m}{S_s} - \frac{1}{S_s} \quad ; \quad \gamma_w = \text{peso volumétrico del agua}$$

De los resultados que se obtienen en la determinación de los límites de consistencia se pueden encontrar los valores de los índices de plasticidad, de fluidez, de contracción, de liquidez y de la actividad de un suelo. Los valores obtenidos con estas correlaciones deberán emplearse solamente con fines de análisis y diseño preliminar y no podrán tomarse como valores de diseño definitivo.

Tales límites de consistencia se deberán obtener en todas las muestras que se someten a pruebas de consolidación o expansión y a pruebas triaxiales. La clasificación de los suelos según sus límites de consistencia se basa en el empleo de la carta de plasticidad que relaciona el límite líquido, que se dibuja en las abscisas y el índice de plasticidad (IP), que se obtiene de la diferencia del límite líquido y el límite plástico, que se grafica en las ordenadas. Dicha carta se divide en cuatro zonas principales por medio de dos rectas: la primera con una ecuación  $IP = 0.73 (WL - 20)$  y la segunda definida por la ecuación  $WL = 50$ . a cada una de estas zonas les corresponden suelos con diferentes características de compresibilidad (Fig. 4.5).



Descripción		Peso Volumétrico Kg/cm <sup>3</sup>	
		γ <sub>s</sub>	γ <sub>m</sub>
Arena	Suelta	1430	1890
Uniforme	Densa	1750	2090
Arena bien	Suelta	1650	2020
Graduada	Densa	2120	2320
Limo	Baja Plasticidad	1380	1870
	Alta Plasticidad	850	1540
Arcilla	Blanda	1220	1770
	Dura	1690	2070
Arcilla Orgánica	Bajo contenido de Materia orgánica	930	1580
	Alto contenido de Materia orgánica	680	1430
Bentonita	Blanda	430	1270

Tabla 4.4 Valores típicos del peso volumétrico seco y natural para diferentes suelos

**Peso Volumétrico**

Para determinar el peso volumétrico de un suelo en el laboratorio se requiere de una muestra obtenida con el método de labrado en muestras inalteradas. Este método de labrado consiste en labrar una muestra de suelo con una forma geométrica regular en un ambiente húmedo. Se miden las dimensiones de la muestra labrada de la manera mas exacta posible, con el cual se conocerá el volumen de esta (VM).

Se pesa la muestra ( $W_m$ ), y el peso volumétrico de la muestra se calcula con el empleo directo de formulas:

$$\rho_m = \frac{W_s}{V_m}$$

El peso volumétrico seco esta dado por la expresión:

$$\rho_d = \frac{W_s}{V_m}$$

Y el peso volumétrico saturado se define como:

$$\rho = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

En la tabla 4.4 se presentan algunos valores comunes del peso volumétrico seco y en estado natural para algunos suelos.

#### *Relación de Vacíos.*

Se conoce como relación de vacíos o índice de poros a la relación entre el volumen de sólidos de un suelo. Esta dada por la siguiente expresión:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Teóricamente varia de 0 hasta  $\infty$ , aunque en la practica es difícil hallar valores menores a 0.25 (arenas muy compactadas con finos) y mayores de 15 en el caso de algunas arcillas altamente compresibles.

El procedimiento a seguir en el laboratorio para la determinación de esta es el siguiente: de una muestra natural se determina su volumen ( $V_m$ ). Se sujeta a un proceso de secado en horno y posteriormente se obtiene su peso ( $W_m$ ). Aplicando la expresión que define la densidad de sólidos.

$$S_s = \frac{W_s}{V_s}$$

en donde

$$V_s = \frac{W_s}{S_s}$$

y como  $V_v = V_m - V_s$  se tiene:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_m - V_s}{V_s} = \frac{V_m S_s}{W_s} - 1$$

#### **PROPIEDADES MECANICAS.**

Las propiedades mecánicas de los suelos dependen de dos aspectos fundamentales: la deformabilidad y la resistencia al corte. Los valores que intervienen en estos parámetros se obtienen de dos pruebas básicamente: la prueba de consolidación y las pruebas de resistencia al corte; y en menor importancia la prueba de permeabilidad.

Permeabilidad.

El flujo de agua a través de medios porosos, de gran interés en la mecánica de suelos, está gobernado por una ley descubierta por Henri Darcy en 1856. Darcy investigo las características del agua a través de filtros, formados precisamente por materiales térreos.

En una dimensión, el agua fluye a través de un suelo totalmente saturado, de acuerdo con la ley empírica de Darcy:

$$q = Aki$$

$$\text{ó}$$

$$v = q/A = Ki$$

donde:

q = volumen de agua que fluye por unidad de tiempo

A = área de sección de corte de suelo correspondiente al flujo q

K = coeficiente de permeabilidad

i = gradiente hidráulico

y = velocidad de descarga

La unidad del coeficiente de permeabilidad es la de una velocidad ( m/s)

El coeficiente de permeabilidad depende fundamentalmente del tamaño promedio de los poros, los que a su vez dependen de la distribución de dimensiones de partículas, forma de las mismas y estructura del suelo. En general cuanto más pequeñas la partículas, menor la dimensión media de los poros, e inferior el coeficiente de permeabilidad.

Hay varios procedimientos para la determinación de la permeabilidad de los suelos: unos "directos", así llamados porque se basan en pruebas cuyo objetivo fundamental es la medición de tal coeficiente; otros "indirectos", proporcionados, en forma secundaria, por las pruebas técnicas que primariamente persiguen otros fines. Estos métodos son los siguientes:

a) Directos:

1. Permeámetro de carga constante.
2. Permeámetro de carga variable.
3. Prueba directa de los suelos en el lugar.

b) Indirectos:

1. Cálculo a partir de la curva granulométrica.
2. Cálculo a partir de la prueba de consolidación.
3. Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.

Se puede determinar el coeficiente de permeabilidad de suelos de grano grueso, por medio de la prueba de permeabilidad de carga constante (figura 4.6a). Se coloca la muestra de tierra, a la densidad adecuada, en un cilindro de perspex o acrílico, de sección de corte de área A; el espécimen descansa sobre un filtro grueso o una malla de alambre. A través del suelo se mantiene un flujo vertical constante de agua, bajo una carga total uniforme, y se mide el volumen de agua que fluye unidad de tiempo ( q ). La presencia de derivaciones a los lados del cilindro, permiten medir el gradiente hidráulico ( h/l ). Entonces de la ley de Darcy:

$$K = ql / Ah$$

Se debe efectuar una serie de mediciones, cada uno de distinto valor de flujo. Antes de iniciar la prueba, se aplica vacío al espécimen para asegurar que el grado de saturación bajo flujo será cercano al 100%.

Para suelos de grano fino, hay que recurrir a la prueba de permeabilidad de carga variable (figura 4.6b). En el caso de suelos de grano fino, normalmente se prueban especímenes no perturbados; como cilindro de prueba, se puede usar el mismo tubo de obtención de la muestra. La longitud del espécimen es  $l$ , y el área de sección de corte es  $A$ . En cada extremo de la muestra se coloca un filtro grueso, y a la parte superior del cilindro se le conecta una columna reguladora de área interna  $a$ . El agua fluye hacia un depósito de nivel constante. La columna reguladora está llena de agua y se mide el tiempo ( $t_1$ ) que necesita el nivel de agua ( con relación al nivel de agua del depósito ), para caer de  $h_0$  a  $h_1$ . A cualquier tiempo intermedio  $t$ , el nivel de agua en la columna reguladora está dado por  $h$  y su velocidad de cambio, por  $-dh/dt$ . Al tiempo  $t$ , la diferencia en carga total desde el tope al fondo del espécimen, es  $h$ . Aplicando la ley de Darcy:

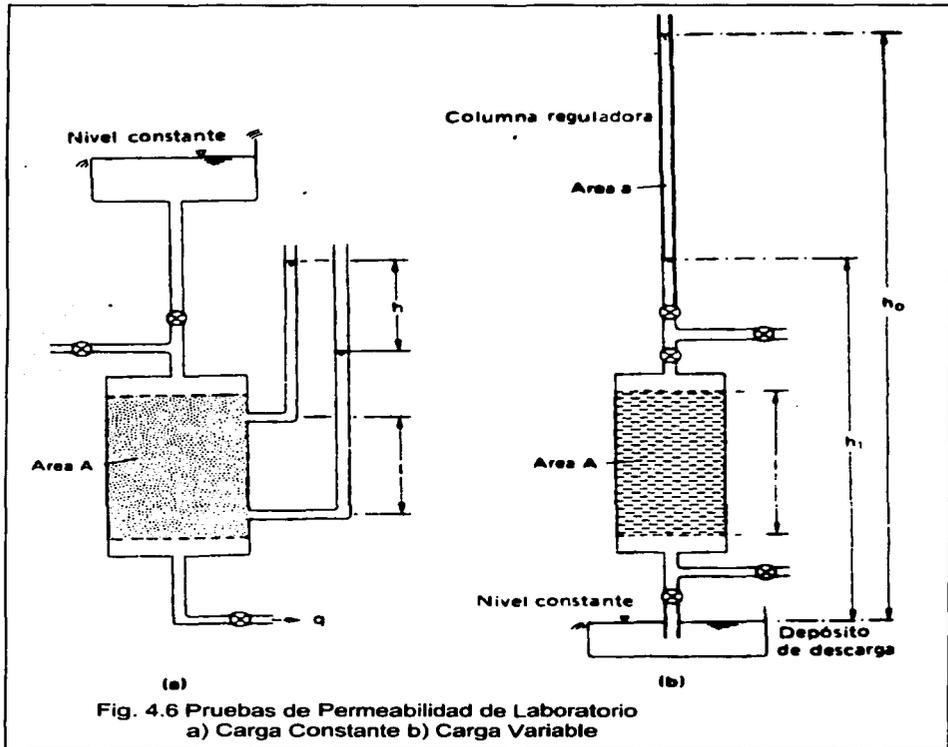
$$-a \frac{dh}{dt} = Ak \frac{h}{l}$$

$$-a \int_{h_0}^{h_1} \frac{dh}{h} = \frac{Ak}{l} \int_0^{t_1} dt$$

$$K = \left( \frac{Al}{At_1} \right) Ln \frac{h_0}{h_1}$$

$$= 2.3 \frac{Al}{At_1} \log \frac{h_0}{h_1}$$

Nuevamente, deben tomarse precauciones para asegurar que el grado de saturación se mantiene cercano al 100%. Deben efectuarse una serie de pruebas, para los distintos valores de  $h_0$ ,  $h_1$ , y/o columnas reguladoras de varios diámetros.



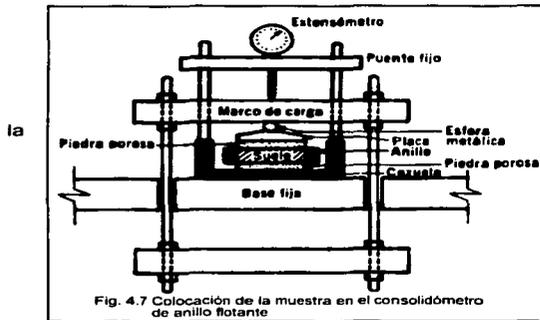
### Consolidación.

La consolidación es un proceso en el que el volumen de la muestra de suelo disminuye en un tiempo determinado, debido al aumento de cargas sobre el suelo.

Las pruebas de consolidación sirven para determinar la velocidad y magnitud de los cambios volumétricos de un suelo. Para ello se requieren muestras inalteradas de dimensiones variables entre 7 y 10 cm de diámetro y de 1 a 2.5 cm de altura. La prueba puede llevarse a cabo en un consolidómetro de anillo fijo o en uno de anillo flotante, (Fig. 4.7, llamado así porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo), siendo este último el de mayor uso en la actualidad.

La muestra se coloca en el interior de un anillo metálico cerrado de modo que queda confinada lateralmente. El anillo se coloca entre dos piedras porosas de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el de diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca dentro de la cazueta del consolidómetro.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



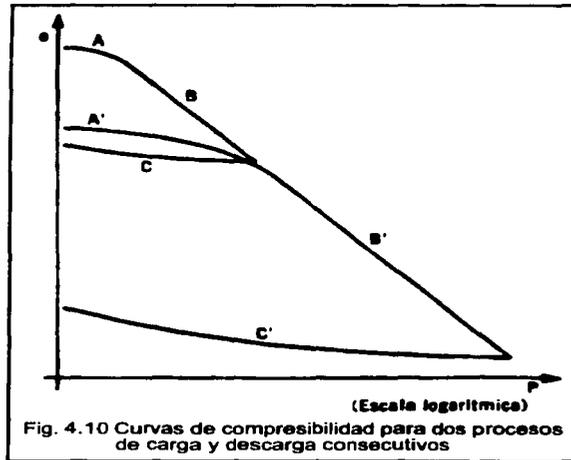
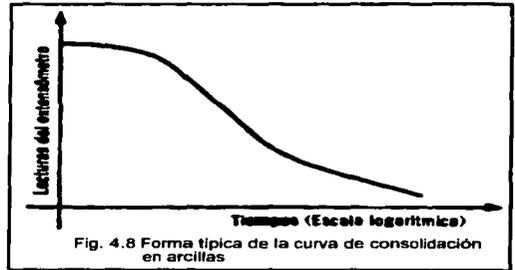
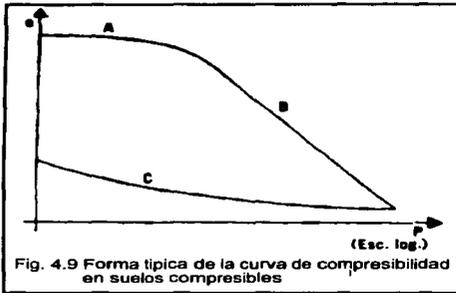
Mediante un marco de carga, se comienza a aplicar carga axial a la muestra, que se reparte uniformemente en toda su área con el dispositivo integrado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Como resultado de aplicación de la carga el agua tiende a salir de la muestra a través de las piedras porosas. Las deformaciones del suelo se miden con un extensómetro montado en el marco de carga móvil y conectado a la cazoleta fija. Las cargas se van incrementando, permitiendo que cada incremento se desarrolle por un lapso suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se toman las lecturas del extensómetro para conocer la deformación experimentada por la muestra a diferentes tiempos. Con los valores de estas lecturas se dibujan las curvas de consolidación correspondientes a cada incremento de carga aplicado (figura 4.8), graficándose en el eje de las abscisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica y en el eje de las ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural.

Cuando el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos se sitúa por debajo de la inicial, y puede determinarse en base a los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. De este modo, para cada incremento de carga aplicado se tiene un valor de relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre la muestra. Así, una vez aplicados todos los incrementos de carga se tendrán valores para graficar las curvas llamadas de compresibilidad; los valores de la presión actuante se colocan en el eje de las abscisas, en escala logarítmica, en tanto que los correspondientes de la relación de vacíos se colocan en el eje de las ordenadas, en escala natural (figura 4.9).

En una curva de compresibilidad se identifican tres ramas (figura 4.9); el tramo A es llamado "rama de recompresión", es un tramo curvo de concavidad hacia abajo y alcanza su máxima curvatura en la proximidad de su unión con el tramo B. El tramo B, llamado "rama virgen", es el de mayor pendiente, casi recto y con el se llega al final de la etapa de carga de la prueba, ya que el máximo incremento de la carga corresponde a la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto comienza la etapa de descarga, ahora aplicando a la muestra cargas decrecientes durante un tiempo suficiente para que la velocidad de deformación sea prácticamente nula. Si bien la muestra no llega de nuevo al valor de su relación de vacíos inicial, si experimenta una recuperación. El tramo C corresponde a esta etapa de descarga y se llama "rama de descarga".

En una prueba normal de consolidación puede someterse la muestra a un solo ciclo de carga y descarga (figura 4.9) o bien a varios ciclos de carga y descarga (figura 4.10).



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Resistencia al corte.

La ecuación fundamental que define la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se basa en dos parámetros que caracterizan las condiciones que presenta el suelo: uno debido a la cohesión y otro debido a la fricción interna, así se tiene que:

$$S = c + \sigma' \operatorname{tg} \phi$$

Donde S es la resistencia al esfuerzo cortante del suelo,  $\sigma'$  no es la presión debida al esfuerzo total, sino la presión efectiva, o sea,  $\sigma' = \sigma - U_p$ , y C y  $\phi$  son los parámetros de resistencia al corte en función del esfuerzo normal efectivo.

Para determinar la cohesión (C) y el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) puede recurrirse a alguno de los ensayos siguientes:

- corte directo
- compresión simple
- ensaye triaxial

En estas pruebas se emplean probetas de muestras inalteradas de dimensiones entre 7 a 3.5 cm de diámetro y 20 a 9 cm de altura.

Prueba de corte directo.

Generalmente se efectúa en suelos predominantemente friccionantes. El dispositivo para efectuar esta prueba consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen al espécimen de suelo (figura 4.11), si se prueban muestras saturadas se colocan dos piedras porosas para permitir el drenaje libre, si se tienen muestras secas las piedras porosas se sustituyen por simples placas de confinamiento.

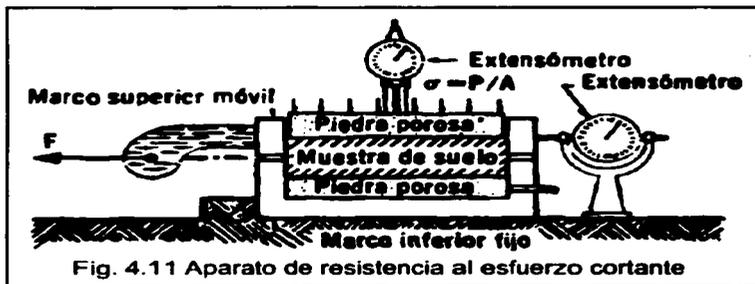


Fig. 4.11 Aparato de resistencia al esfuerzo cortante

El marco móvil permite aplicar una fuerza rasante que hace fallar la muestra a lo largo de un plano bien definido. Además, el dispositivo permite ejercer una presión normal al plano de falla,  $\sigma$ . Así, la deformación de la muestra se mide con extensómetros tanto en dirección horizontal como vertical.

Con los resultados de la prueba se dibujan gráficas como las mostradas en la figura 4.12, para calcular los valores de la relación  $\tau/\sigma$  correspondiente a la deformación sobre el plano de falla. Hay dos formas de realizar la prueba: por esfuerzo controlado y por deformación controlada. En el primer caso se aplican valores fijos de la fuerza tangencial al aparato, fijando así el valor del esfuerzo aplicado, mientras que en el segundo caso la velocidad de deformación es constante y la fuerza actuante se conoce directamente en la báscula de la máquina que la aplica.

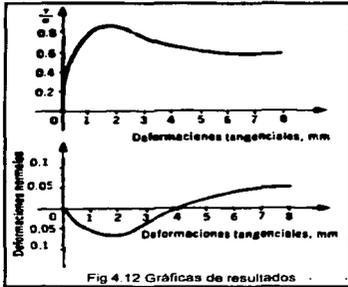


Fig 4.12 Gráficas de resultados

Efectuando varias pruebas variando la presión normal pueden trazarse puntos en la gráfica  $\sigma - S$  con los valores de las presiones normales y los esfuerzos tangenciales máximos de cada prueba; la unión de estos definirá la línea de falla del material

Pese a su simplicidad, el inconveniente más importante de la prueba radica en la imposibilidad de controlar las condiciones de drenaje, por lo que solamente se puede determinar el

esfuerzo normal total.

Prueba de compresión simple.

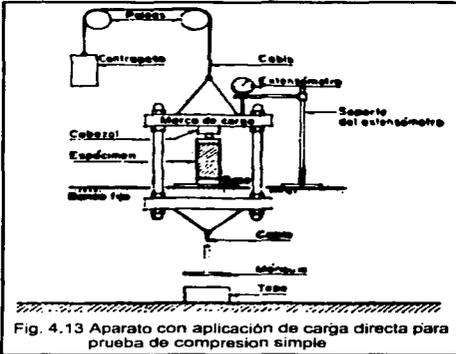


Fig. 4.13 Aparato con aplicación de carga directa para prueba de compresión simple

Pruebas triaxiales.

Son las más usadas para determinar las características de esfuerzo -deformación y de resistencia de los suelos. Las probetas cilíndricas de suelo, protegidas por una membrana impermeable, se sujetan a presiones laterales de agua. La muestra se confina dentro de una cámara cilíndrica y hermética con base metálica (figura 4.14). En las superficies superior e inferior de la muestra se colocan piedras porosas que se comunican con una bureta exterior. Un compresor comunicado a la cámara proporciona la presión ejercida por el agua de la cámara. La carga axial se transmite a la muestra mediante un vástago que atraviesa la base superior de la cámara. Así, el agua ejercerá una presión hidrostática que producirá esfuerzos principales iguales en todas direcciones sobre la muestra, además del esfuerzo transmitido a las bases de esta por el vástago de carga.

En general, las pruebas triaxiales se llevan a cabo en dos etapas. En la primera se somete a la muestra a la presión de cámara ( $\sigma_c$ ) y puede o no permitirse el drenaje de la muestra, abriendo o

TIENE CON FALLA DE ORIGEN



vertical, la velocidad de deformación y - de acuerdo al tipo de prueba - la presión de poro, el volumen de agua drenada y el tiempo empleado en el ensaye.

Con los datos obtenidos de varias pruebas con especímenes de una misma muestra se puede calcular la envolvente de resistencia correspondiente. Dependiendo del tipo de prueba este cálculo presenta características especiales, además de influir también el suelo a probar (suelos normalmente consolidados, preconsolidados, parcial o totalmente saturados, etc.). En las figuras 4.15 a 4.17 se observan los resultados típicos para cada tipo de las pruebas triaxiales más frecuentes.

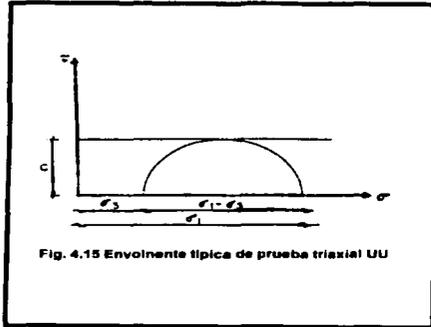


Fig. 4.15 Envolvente típica de prueba triaxial UU

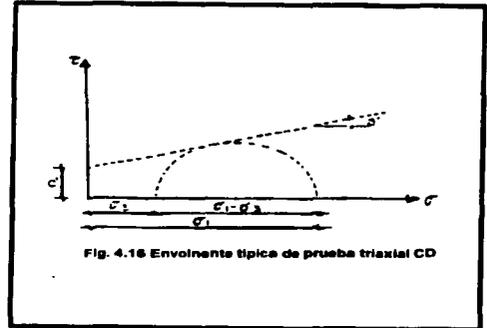


Fig. 4.16 Envolvente típica de prueba triaxial CD

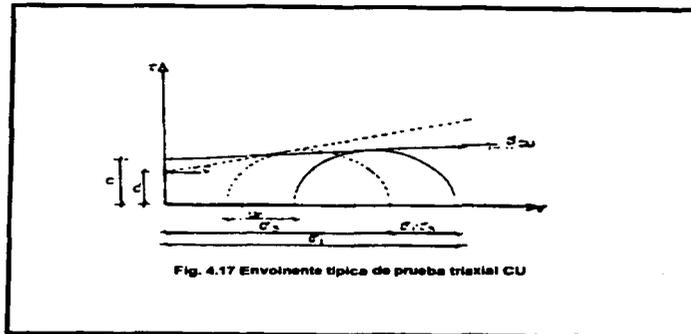


Fig. 4.17 Envolvente típica de prueba triaxial CU

# Capítulo V

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**E**l sitio donde se realizará el estudio de mecánica de suelos es en Av. de las Flores lotes 6, 7 y 8 del Fraccionamiento Lomas Country Club en Huixquilucan, Estado de México.

De acuerdo con la zonificación geotécnica, el predio en interés se localiza en la zona denominada de lomas, formada por tobas areno-limosas compactas, producto de erupciones volcánicas de la Sierra de las Cruces, así como diversos depósitos de origen glacial, aluviones y rellenos no compactados utilizados para nivelar terrenos. También se caracteriza por la presencia de barrancas de gran profundidad originadas por la acción conjunta de la actividad volcánica y aluvial. Es la zona mejor definida en cuanto a propiedades físicas y mecánicas se refiere; sin embargo, como ha quedado asentado la realización de un programa de exploración y muestreo adecuado permitirá conocer con mayor exactitud las características del lugar en cuestión, lo que garantizara el correcto diseño de la estructura de cimentación y su procedimiento constructivo.

Con objeto de determinar el tipo de cimentación mas apropiado para la estructura proyectada, establecer el procedimiento constructivo de la misma, proyectar un sistema de contención; se llevo a cabo un estudio de mecánica de suelos consistente en exploración, muestreo del subsuelo y pruebas de laboratorio.

Se proyecta la construcción de un edificio de oficinas en los predios 6, 7 y 8 de la Av. de las Flores, Fraccionamiento Lomas Country Club, Huixquilucan, Estado de México. Al Poniente de la Ciudad de México (Fig. 5.1).

Los estudios se inician con un reconocimiento detallado del lugar donde se localiza el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o capas de arena, grava y materiales pumiticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará si el predio fue usado en el pasado como deposito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación.

Los predios de interés son colindantes tienen un área juntos de 3033.95 m<sup>2</sup>, presentan un desnivel topográfico en dirección Norte – Sur variable entre 5 y 31 m, mientras que en dirección Oeste – Este es desnivel varia de 5 a 10 m. Al norte colinda con la Av. de las Flores que tiene un nivel de proyecto de 100m, al Sur con una cañada y al Oriente y Poniente con lotes baldíos (Fig. 5.2).

El proyecto arquitectónico contempla un edificio constituido por planta baja y 15 niveles superiores además de 5 niveles de sótano que se utilizaran para estacionamiento, el ultimo sótano tendrá su cota de nivel a los 86m con respecto a la banqueta (100m).

### **Muestreo Y Exploración Del Subsuelo.**

Para conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos del subsuelo se realizaron seis sondeos de tipo exploratorio entre 8 y 25 m denominados SPT-1 a SPT-6 de profundidad medidos respecto al nivel del terreno existente, además se realizaron recorridos de reconocimiento estratigráfico a los cortes que se realizaron en su momento en el predio en interés.

Los sondeos exploratorios se realizaron efectuando la prueba de penetración estándar a cada 60 cm, con el cual se obtuvieron muestras representativas alteradas y que consiste en determinar el índice de resistencia a la penetración estándar de los materiales atravesados, correspondiente al numero de golpes necesarios para hincar los 30cm intermedios, el penetrometro estándar, mediante un martinete que cae libremente desde 76 cm de altura. El penetrometro estándar es un tubo de acero hueco de 3.5 cm de diámetro interior y 5.1 cm de diámetro exterior con la punta afilada. La localización en planta de los sitios donde se efectuaron los sondeos se presenta en la figura 5.2.

Dado que el predio de interés se encuentra sobre el talud de una barranca principal, en una zona en que la factibilidad de la existencia de minas es baja. Sin embargo dada su proximidad al talud de la barranca principal desde el que se pudieran haber desarrollado túneles de explotación, y para determinar el espesor y la calidad de los materiales que rellenan la barranca sobre la que se encuentra el predio, el estudio tendrá por propósito dar las recomendaciones para la cimentación de la estructura proyectada y de establecer si el subsuelo en el predio de interés se encuentra afectado por cavidades subterráneas, o rellenos. El estudio consistirá en el reconocimiento del sitio y en la exploración del subsuelo para conocer sus propiedades y estratigrafía en la profundidad en la que son significativos los esfuerzos debidos a la carga que aplique en la superficie la cimentación que resulte más adecuada de acuerdo a los resultados de los trabajos realizados.

Con base en los sondeos realizados y el conocimiento que se tiene de la zona, se definió el siguiente perfil estratigráfico medido a partir del nivel terreno existente al momento de efectuar los sondeos (Figs. 5.3 a 5.6):

### Pruebas de Laboratorio

A las muestras representativas alteradas, obtenidas con la herramienta de penetración estándar se hicieron las siguientes pruebas de laboratorio:

- ➔ Clasificación visual y al tacto en húmedo y en seco
- ➔ Contenido natural de agua
- ➔ Análisis granulométricos mediante mallas en suelos granulares
- ➔ Densidad de sólidos.

En las figuras 5.7 a 5.12 se presentan los perfiles estratigráficos de cada uno de los sondeos realizados, con los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas, incluyendo el índice de resistencia a la penetración estándar.

### Características estratigráficas y físicas del subsuelo

En general los materiales que constituyen en los depósitos de la Zona de Lomas en la proximidad de los volcanes de que fueron emitidos dan lugar a depósitos en forma de abanico y presentan una estratificación medianamente regular en algunas zonas, en otras mas alejadas la estratificación es irregular y lenticular y se encuentran constituidos por los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de volcanes andesíticos:

- ☛ Horizonte de cenizas volcánicas de granulometría variable, producidos por erupciones violentas que forman tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros del cráter al ser transportados por nubes ardientes constituidas por expulsión violenta de conos volcánicos de masas de gases a altas temperaturas y materiales piroclásticos finos, que por gravedad descienden hacia las partes bajas depositando los materiales a su paso.
- ☛ Capas de erupciones pumíticas correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia y que se depositaron como lluvia, en capas de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.
- ☛ Lahares definidos como acumulaciones caóticas de materiales piroclásticos, mezcla de grava, arenas y fragmentos andesíticos, arrastrados lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por lluvias torrenciales inmediatas a la erupción.

El predio en interés se ubica al pie de la Sierra de las Cruces, localizada al Poniente de la Ciudad de México, conocida como Zona de Lomas, al encontrarse el sitio de interés al pie de la Sierra de las Cruces los depósitos volcánicos característicos de esta zona se encuentran interestratificados con depósitos aluviales que fueron formándose en los cauces y en la proximidad de ellas, principalmente en las cercanías con la parte plana del Valle de México.

**SPT-1**

**De 0.0  
a 3.0 m**

Relleno heterogéneo conformado por capa vegetal y arena arcillosa y limosa con algunas raíces, color predominantemente café oscuro en estado suelto a semicompacto. El número de golpes promedio que registró con la penetración estándar ( $N_{SPT}$ ) fue de 24. El contenido de agua varía del 10 al 16%

**A partir  
de 3.0m a  
25m**

Aglomerado de gravas y boleos, empacados en una matriz arenosa de color café grisáceo, en estado muy compacto; el  $N_{SPT}$  promedio fue mayor de 100. El contenido de agua del material varía del 8% al 21%

**SPT-2**

**De 0.0  
a 3.0 m**

Relleno heterogéneo conformado por capa vegetal y arena arcillosa y a limosa con algunas raíces, color predominantemente café oscuro en estado suelto a semicompacto. El número de golpes promedio que registró con la penetración estándar ( $N_{SPT}$ ) fue de 21. El contenido de agua oscila entre el 7% y el 22%

**A partir  
de 3.0m a  
18.06m**

Aglomerado de gravas y boleos, empacados en una matriz arenosa de color café grisáceo, en estado muy compacto; el  $N_{SPT}$  promedio fue mayor de 100. El contenido de agua está en un rango del 15 al 21%.

**SPT-3**

**De 0.0 m  
a 5.5 m**

Relleno heterogéneo conformado por capa vegetal y arena arcillosa y a limosa con algunas raíces, color predominantemente café oscuro en estado suelto a semicompacto. El número de golpes promedio que registró con la penetración estándar ( $N_{SPT}$ ) fue de 16. El contenido de agua oscila entre el 10% y el 19%

**A partir  
de 5.5m a  
7.29m**

Aglomerado de gravas y boleos, empacados en una matriz arenosa de color café grisáceo, en estado muy compacto; el  $N_{SPT}$  promedio fue mayor de 100. El contenido de agua está en un rango del 14 al 18%.

**SPT-4**

**De 0.0 m  
a 8.15 m**

Aglomerado de gravas y boleos, empacados en una matriz arenosa de color café grisáceo, en estado muy compacto; el  $N_{SPT}$  promedio fue mayor de 100. El contenido de agua está en un rango del 9 al 19%.

**SPT-5**

**De 0.0 m  
a 4.2 m**

Relleno heterogéneo conformado por capa vegetal y arena arcillosa y a limosa con algunas raíces, color predominantemente café oscuro en estado suelto a semicompacto. El número de golpes promedio que registró con la penetración estándar ( $N_{SPT}$ ) fue de 13. El contenido de agua es del 21%

**A partir  
de 4.2m a  
25.13m**

Aglomerado de gravas y boleos, empacados en una matriz arenosa de color café grisáceo, en estado muy compacto; el  $N_{SPT}$  promedio fue mayor de 100. El contenido de agua es del 15%.

**SPT-6**

**De 0.0 m  
a 2.9 m**

Relleno heterogéneo conformado por capa vegetal y arena arcillosa y a limosa con algunas raíces, color predominantemente café oscuro en estado suelto a semicompacto. El número de golpes promedio que registró con la penetración estándar ( $N_{SPT}$ ) fue de 21. El contenido de agua es del 13%

**A partir  
de 2.9m a  
8.09m**

Aglomerado de gravas y boleos, empaçados en una matriz arenosa de color café grisáceo, en estado muy compacto; el  $N_{SPT}$  promedio fue mayor de 100. El contenido de agua es del 13%.

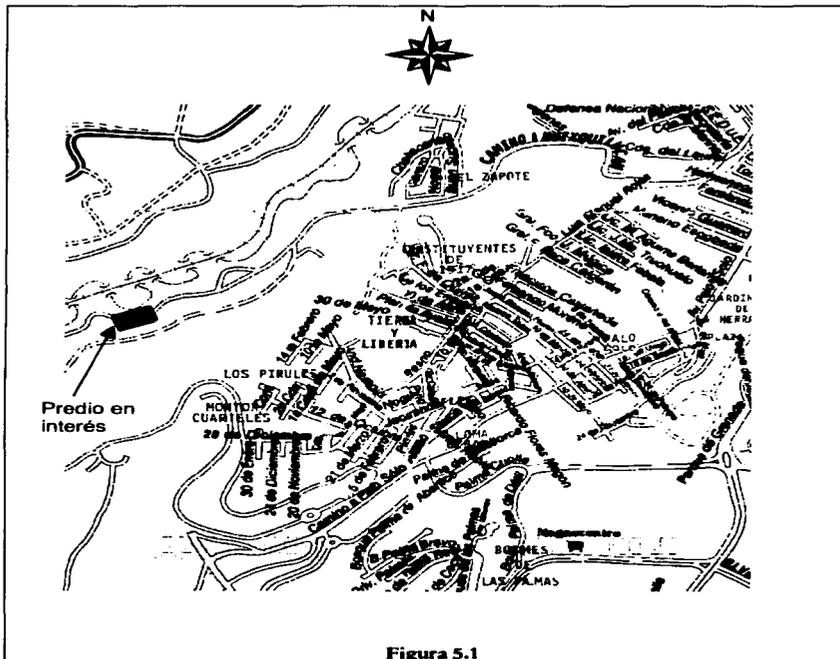
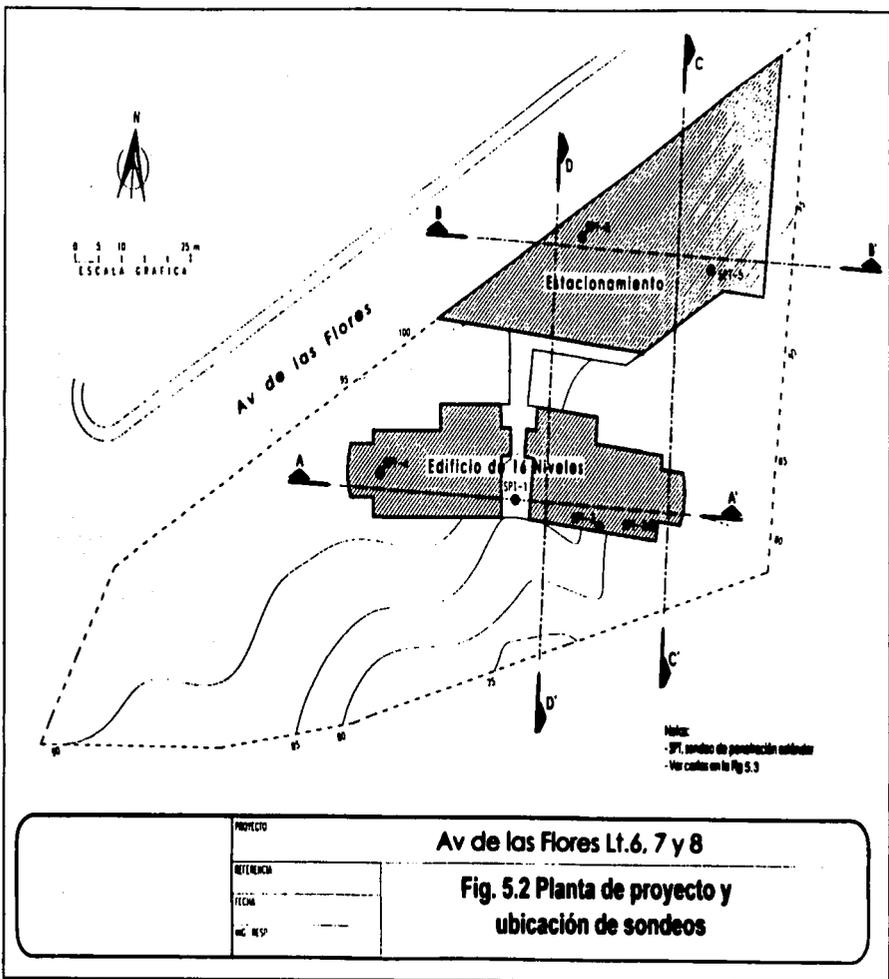


Figura 5.1

**Condiciones piezométricas.** Hasta la profundidad explorada no fue detectado el nivel de aguas freáticas.

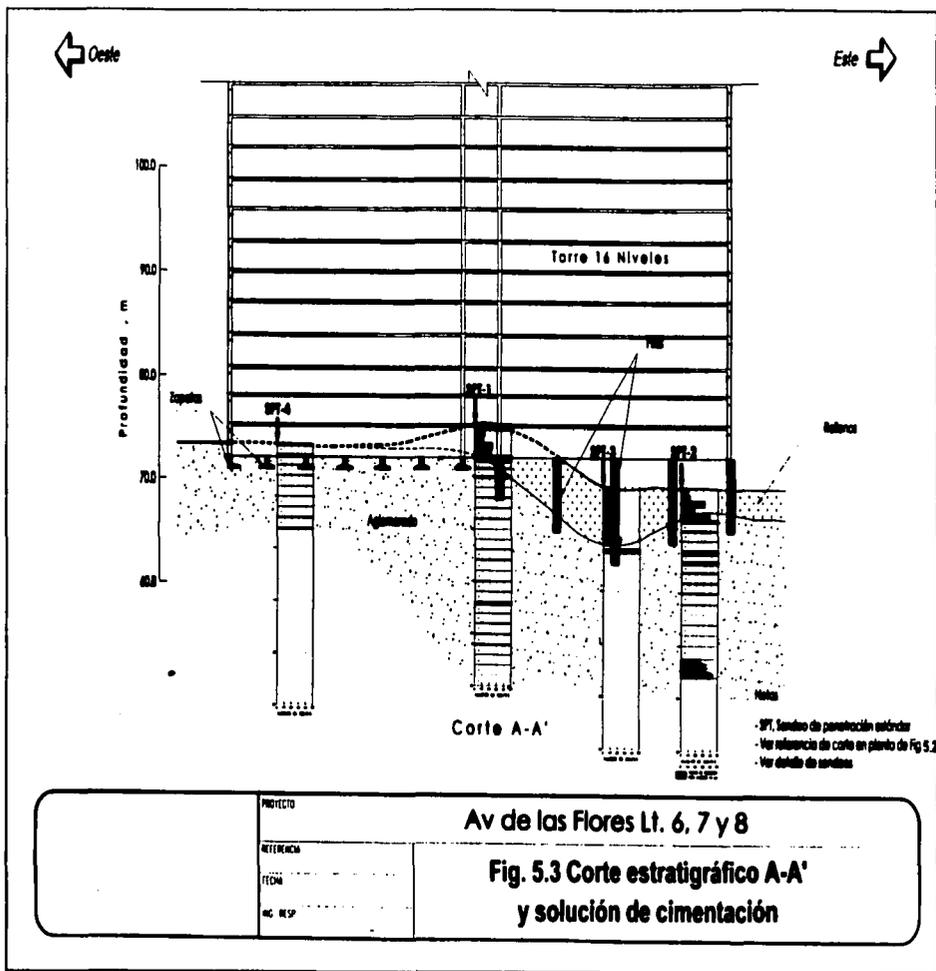
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

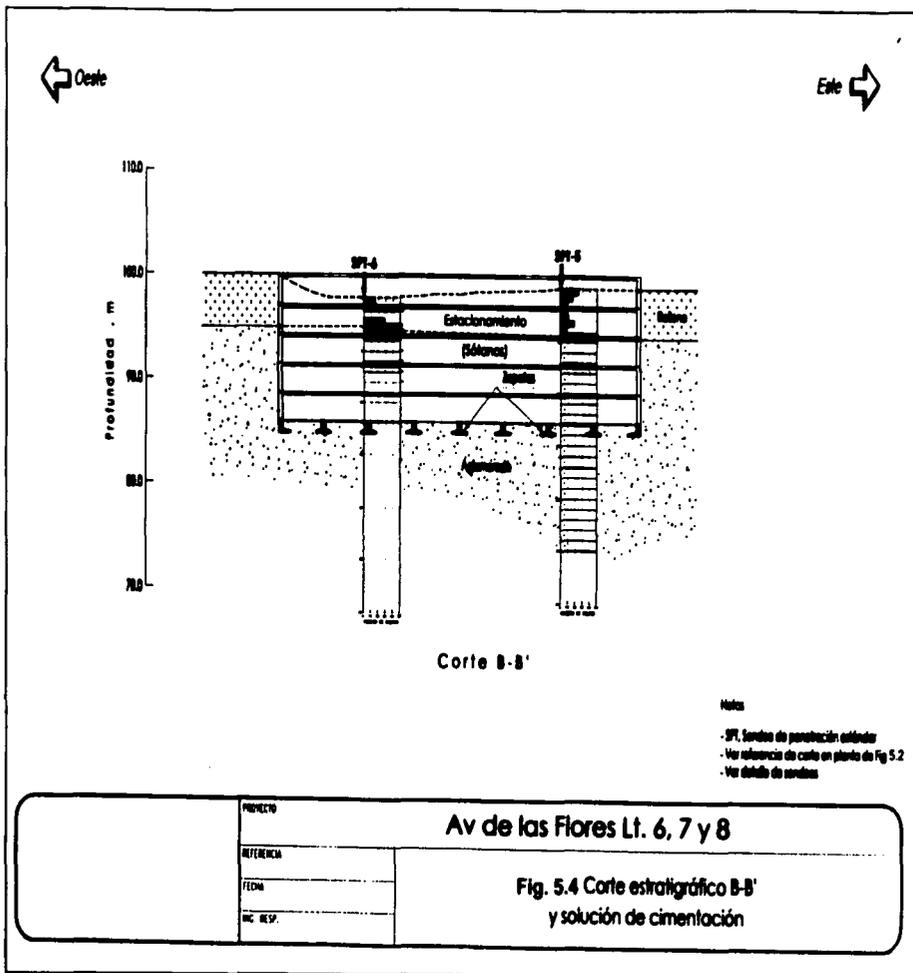


Notas:  
 - SPI, puntos de penetración estándar  
 - Ver cotes en la Fig. 5.3

TRAMITE CON  
 FALLA DE ORIGEN

PROYECTO	<b>Av de las Flores Lt. 6, 7 y 8</b>  <b>Fig. 5.2 Planta de proyecto y ubicación de sondeos</b>
REFERENCIA	
FECHA	
ING. RESP.	



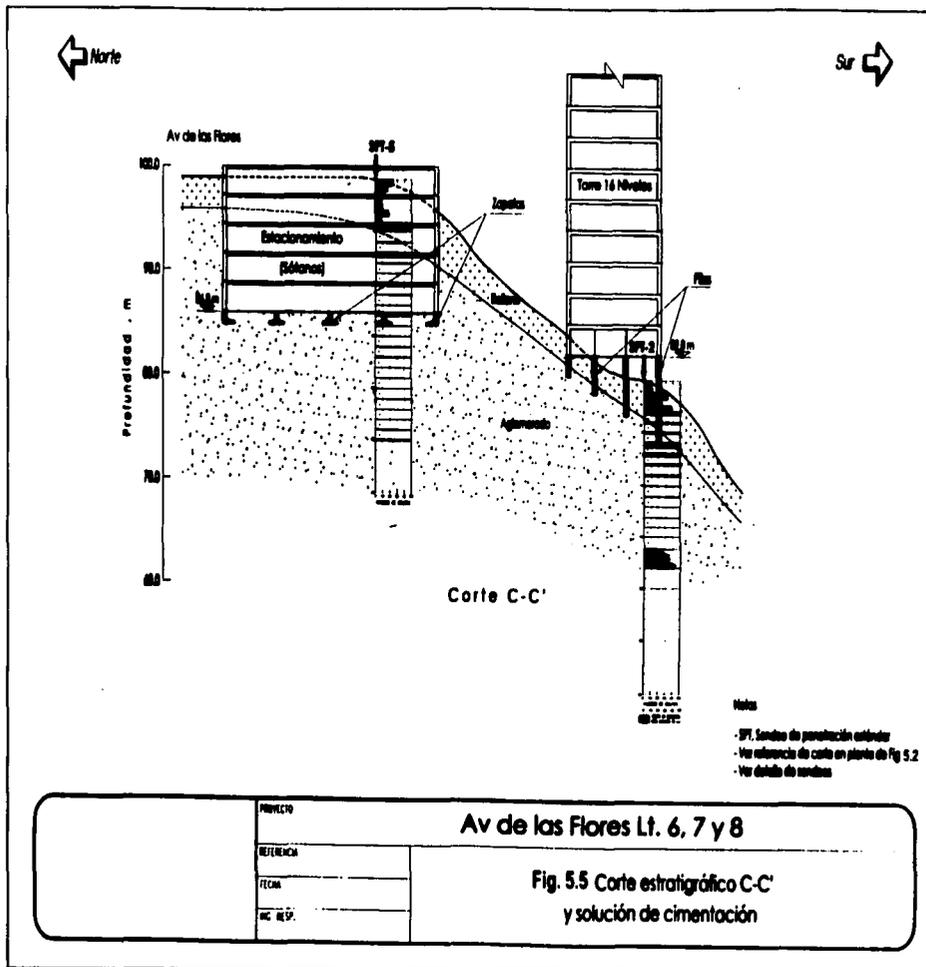


PROYECTO  
FALLA DE ORIGEN

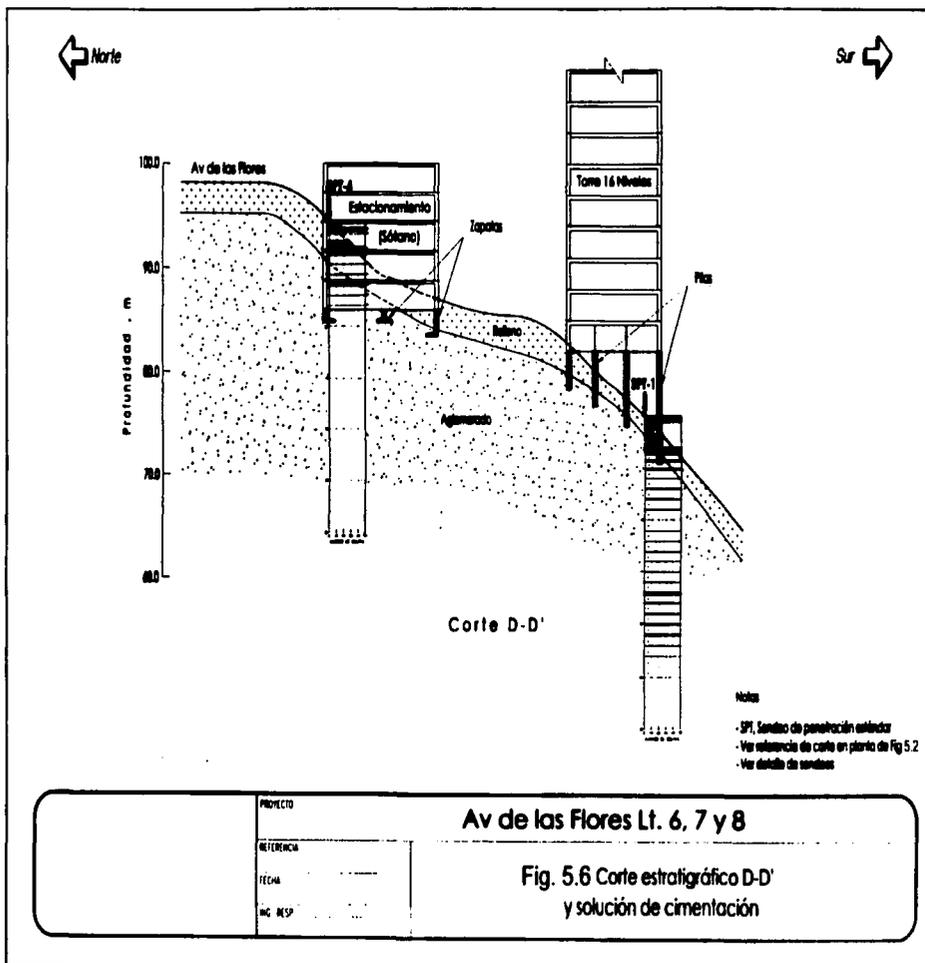
Av de las Flores Lt. 6, 7 y 8

Fig. 5.4 Corte estratigráfico B-B'  
y solución de cimentación

PROYECTO	
REFERENCIA	
FECHA	
ING. RESP.	



FALLA DE ORIGEN



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

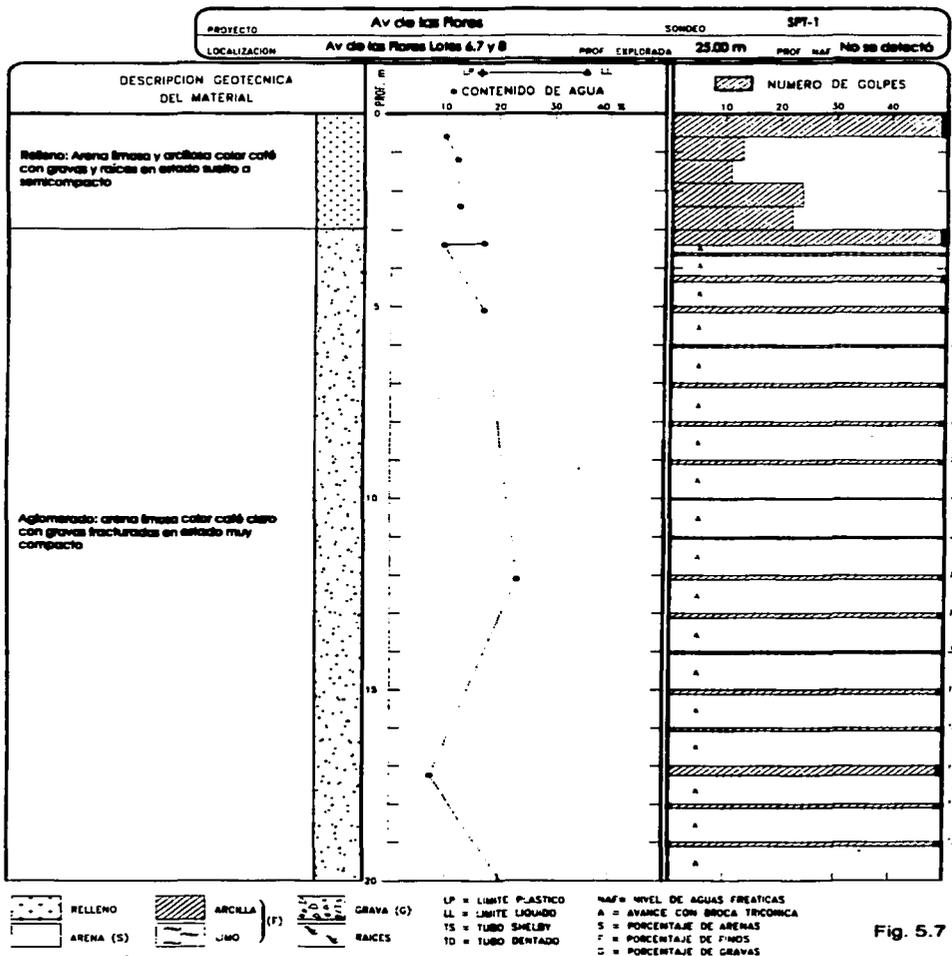
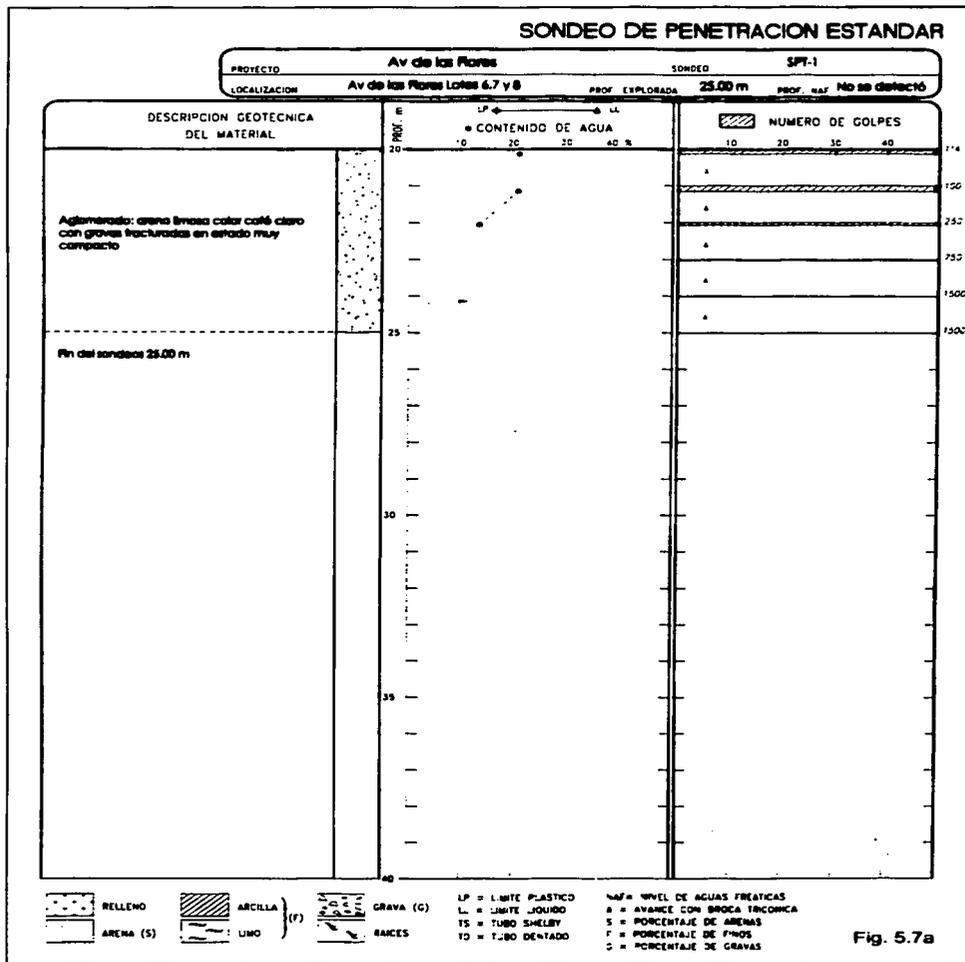
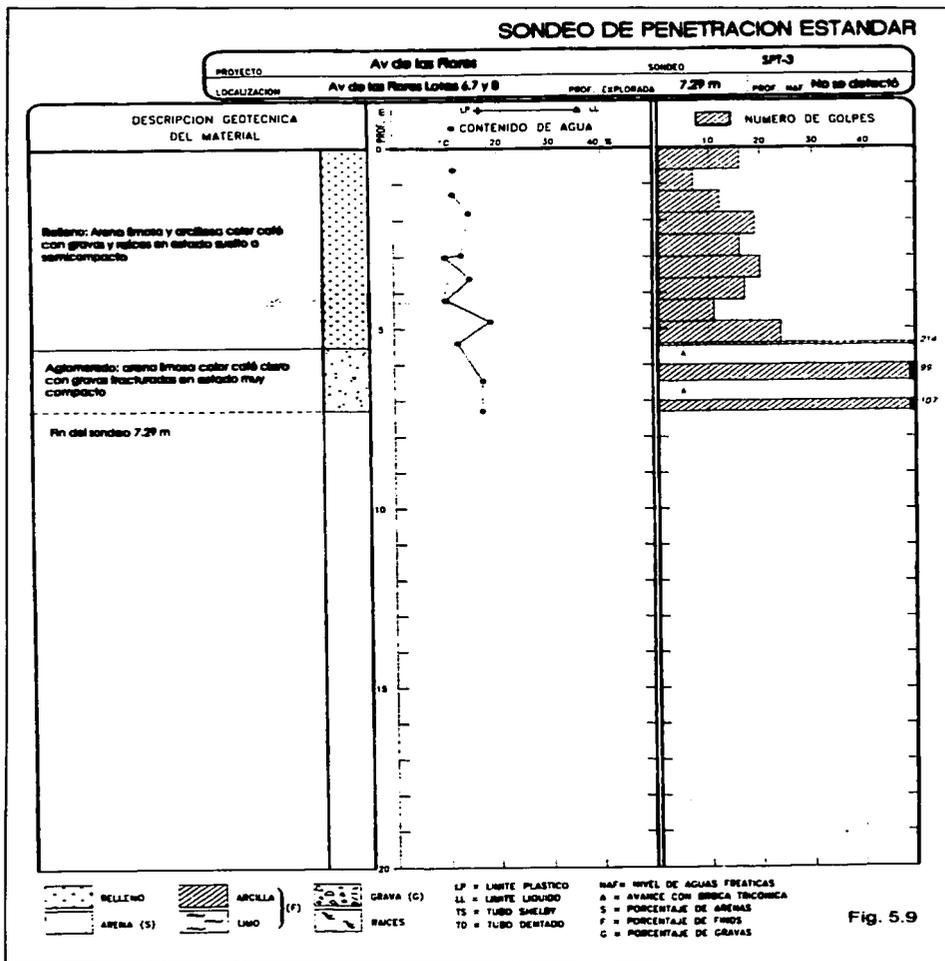


Fig. 5.7

TERCIO CON  
**FALLA DE ORIGEN**

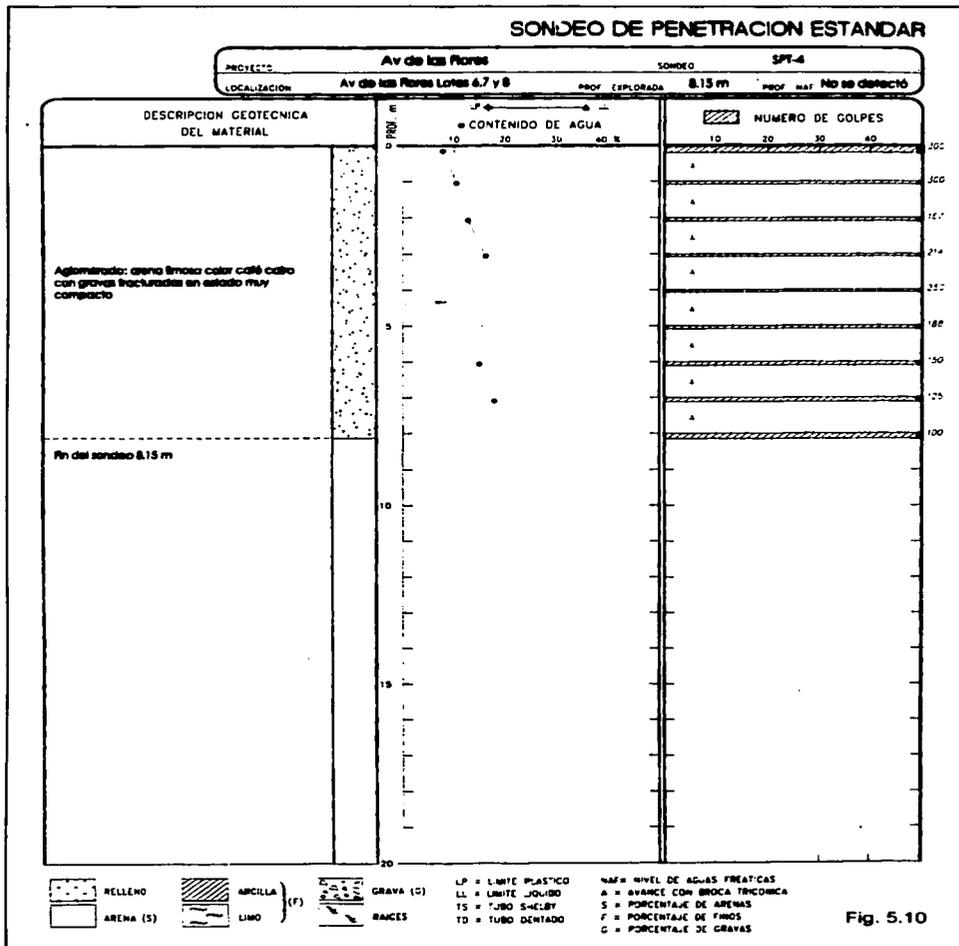




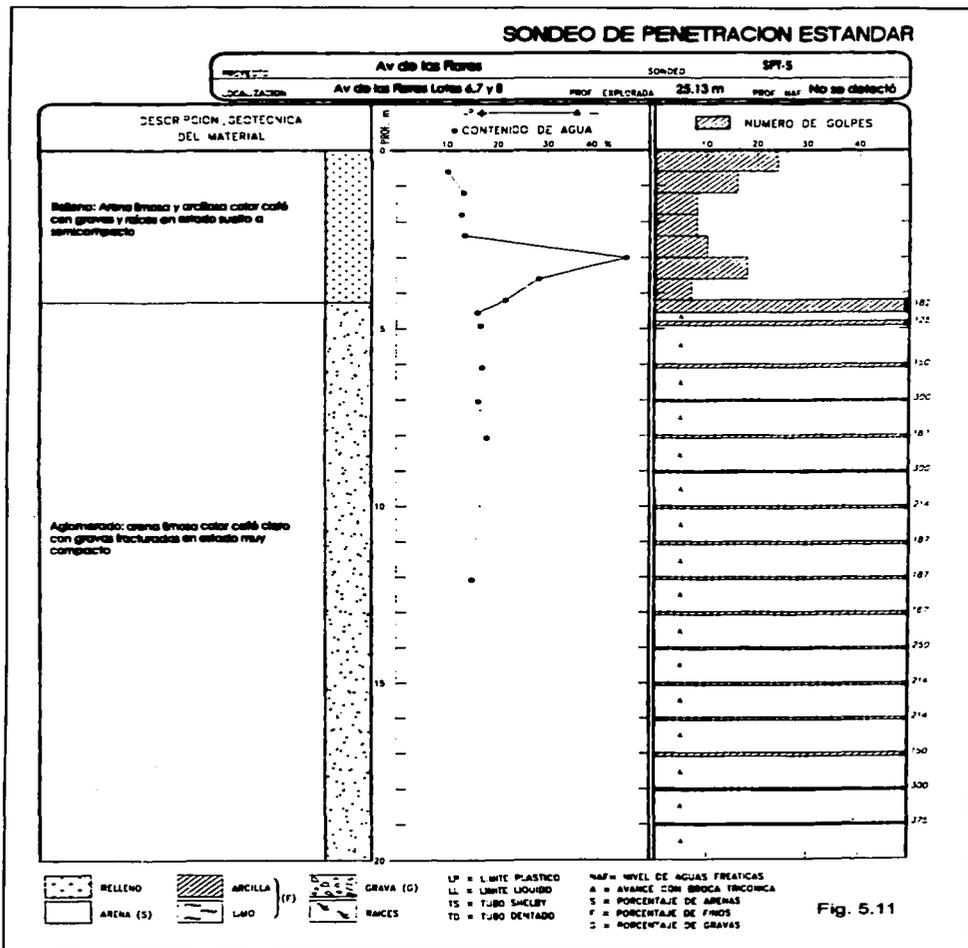


ESTA TESIS NO SALE

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN



TERCIO CON  
 FALLA DE ORIGEN

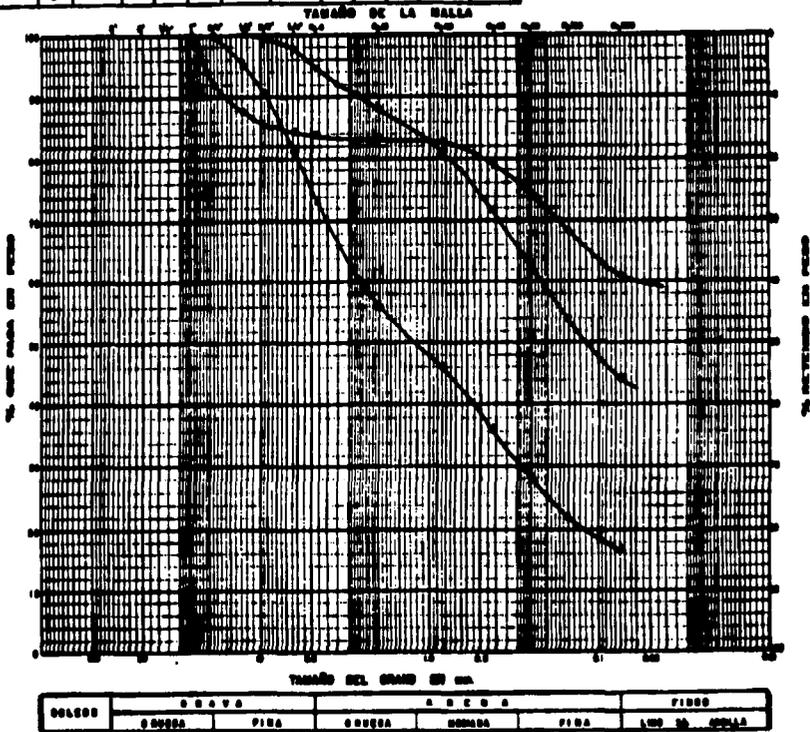




### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

PROPÓSITO	MUESTRA	MOEDA	D <sub>10</sub>			D <sub>30</sub>			D <sub>60</sub>			D <sub>100</sub>			D <sub>500</sub>
			mm	%	mm	%	mm	%	mm	%	mm	%			
	1														
	3														
	2														

OBRA N° 04- \_\_\_\_\_ 2332  
 LOCALIZACIÓN: LOMAS COUNTRY  
 CLUB  
 TIPO DE SONDED: TALAD

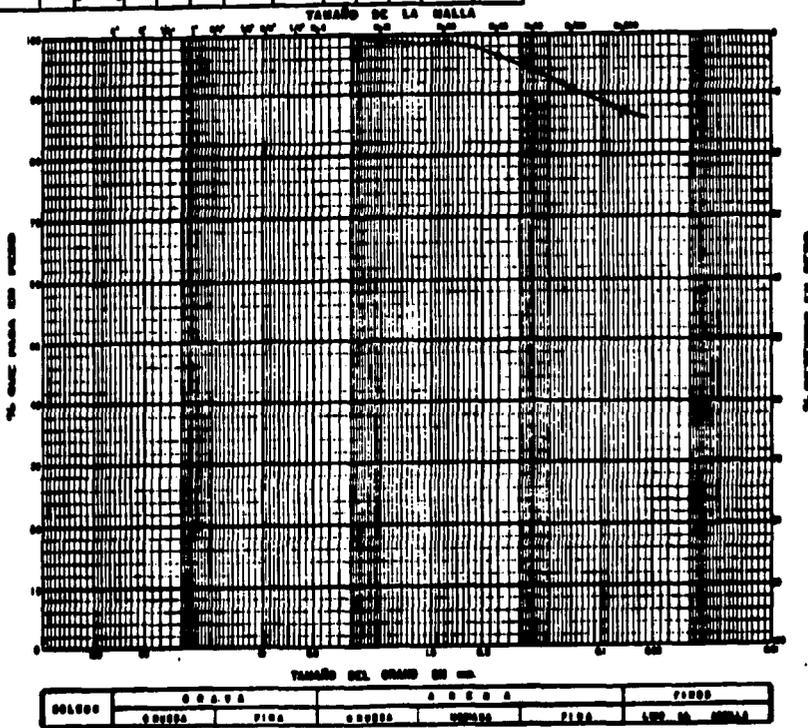


TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

PROFUNDIDAD m	MUESTRA n°	CANTIDAD kg	PESO			CANTIDAD kg	PORCENTAJE			GRUPO A B C D
			Pa	Pm	Pc		% Pa	% Pm	% Pc	
	1					0	13	87		

OBRA N° ON- 2222  
 LOCALIZACIÓN: LOMAS COUNTY  
CLUB  
 TIPO DE SONDEO: SONDA DE TUBO

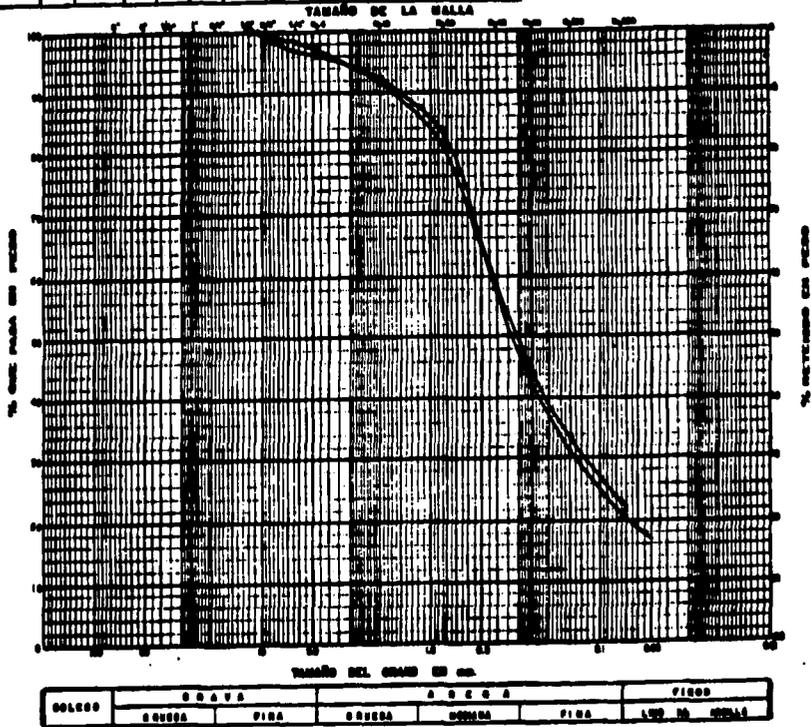


TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

RESPUESTA	MUESTRA	DIAMETRO	D <sub>10</sub>			D <sub>30</sub>			D <sub>50</sub>			D <sub>75</sub>			D <sub>100</sub>			GRAN. MENOR QUE	GRAN. MAYOR QUE	GRAN. ENTRE	PERCENTUAL	GRUPO
			mm	mm	mm	mm	mm	mm														
80-80	0																					
110-113	0																					

OBRA N° 04- \_\_\_\_\_ 0333  
 LOCALIZACIÓN: LANAR COUNTRY  
 CUB  
 TIPO DE BOMBA: EXPLORACION SC-3

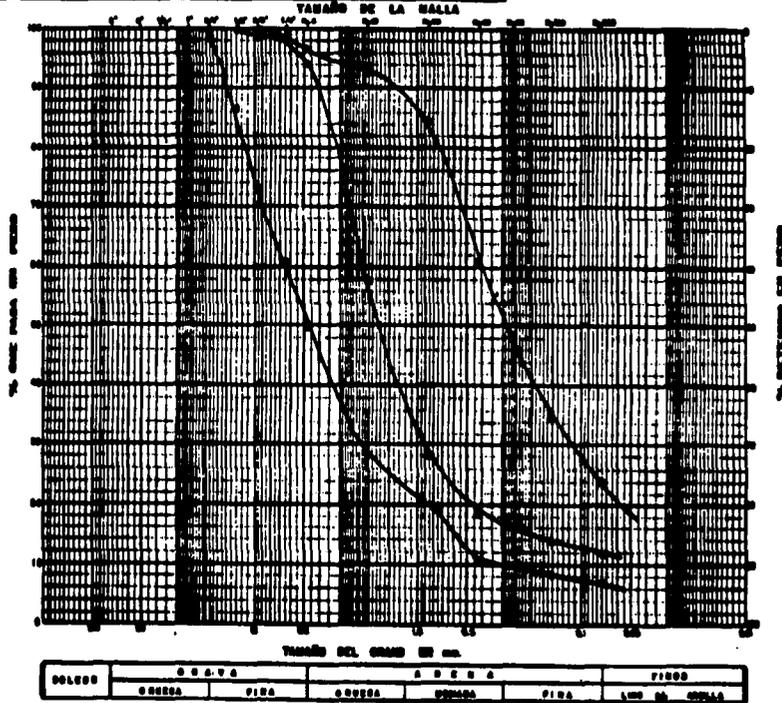


TESIS CON FALLA DE ORIGEN

# ANÁLISIS TRIANGULOMÉTRICO POR MALLAS

PROYECTO	HOJA	COORDENADAS					MEDIAS				CANTIDAD	CÓDIGO
		DE	DE	DE	DE	DE	DE	DE	DE	DE		
TR-02	14						5	75	10			
100-04	19						50	43	7			
							6	62	12			

OBRA N° 04- \_\_\_\_\_ 0400  
 LOCALIZACIÓN: LAMAR, SONORO  
 \_\_\_\_\_  
 TIPO DE SONO: BARRERA N. 2



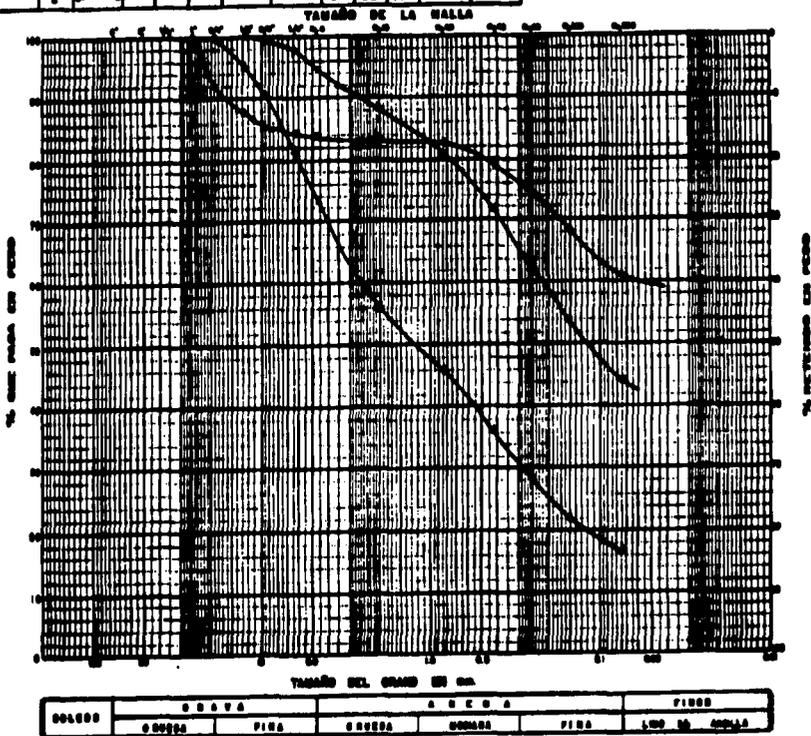
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

FRENTE	CANTIDAD	MUELA	D <sub>4.75</sub>			D <sub>7.5</sub>			D <sub>15</sub>			D <sub>30</sub>			D <sub>60</sub>			D <sub>106</sub>			D <sub>200</sub>		
			g	%	%	g	%	%	g	%	%	g	%	%	g	%	%	g	%	%	g	%	%
1																							
2																							
3																							
4																							
5																							
6																							
7																							
8																							
9																							
10																							
11																							
12																							
13																							
14																							
15																							
16																							
17																							
18																							
19																							
20																							
21																							
22																							
23																							
24																							
25																							
26																							
27																							
28																							
29																							
30																							
31																							
32																							
33																							
34																							
35																							
36																							
37																							
38																							
39																							
40																							
41																							
42																							
43																							
44																							
45																							
46																							
47																							
48																							
49																							
50																							

OBRA Nº 01- \_\_\_\_\_ P. 3.32  
 LOCALIZACIÓN: \_\_\_\_\_ LOMAS COUNTRY  
 CLUB \_\_\_\_\_  
 TIPO DE BONDOS: \_\_\_\_\_ TALUP

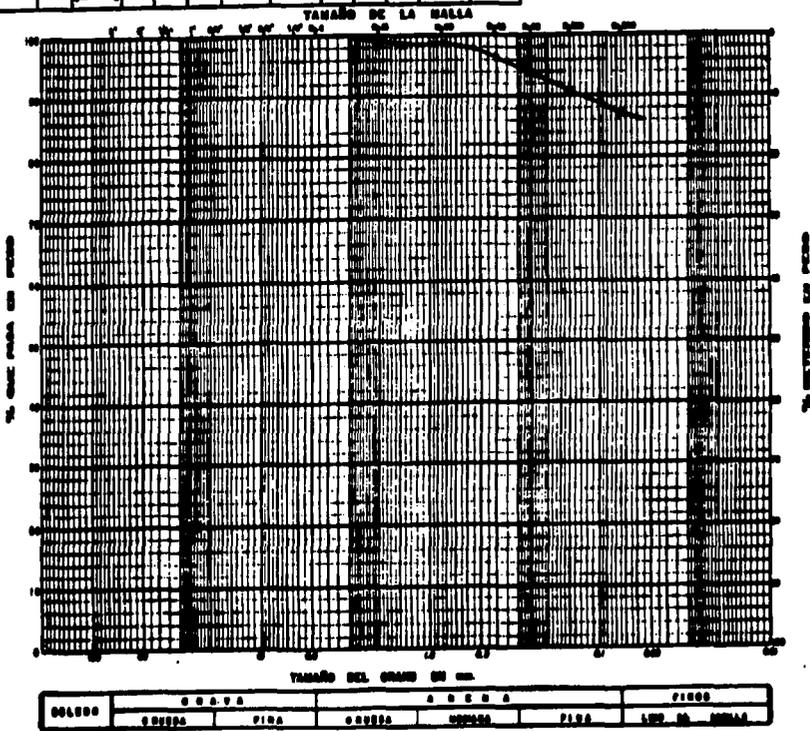


TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

PROFUNDIDAD m	MUESTRA n	CANTIDAD kg	CANTIDAD PASA			CANTIDAD EN REJILLA			CANTIDAD EN REJILLA			CANTIDAD TOTAL		
			0.075	0.15	0.3	0.6	1.18	2.0	4.75	75	150		300	
	1											0	13	87

OBRA Nº 01- \_\_\_\_\_ 2112  
 LOCALIZACIÓN: LOMAS COUNTRY  
 CLUB  
 TIPO DE SONDEO: RETA AL TALLER



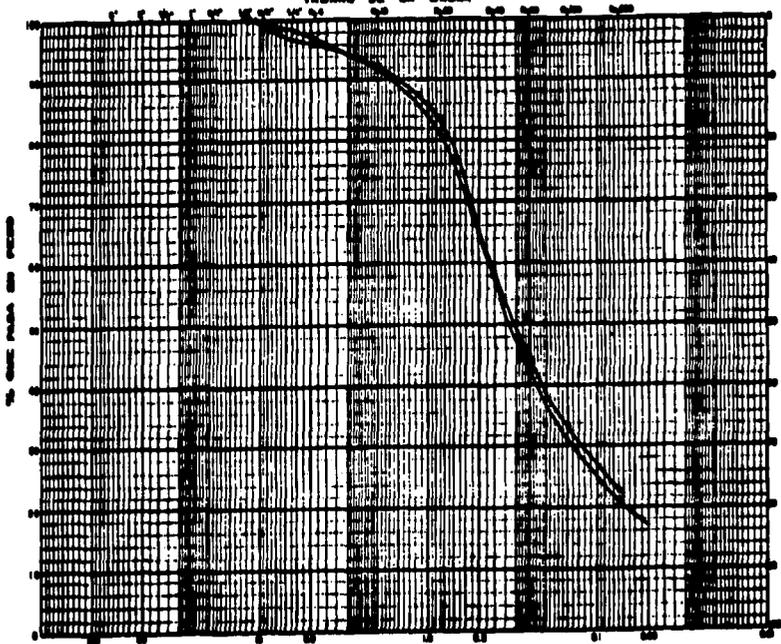
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

FRENTE	CANTIDAD	MUESTRA	D <sub>15</sub>			D <sub>30</sub>			D <sub>45</sub>			D <sub>60</sub>			D <sub>75</sub>			GRUPO
			g	%	mm													
80-88	8																	
110-118	9																	

OBRA N° GH- 0332  
 LOCALIZACIÓN: LANAS COUNTRY  
CLB  
 TIPO DE SONEDO: EXPLORATOR SE-3

TABLA DE LA MALLA



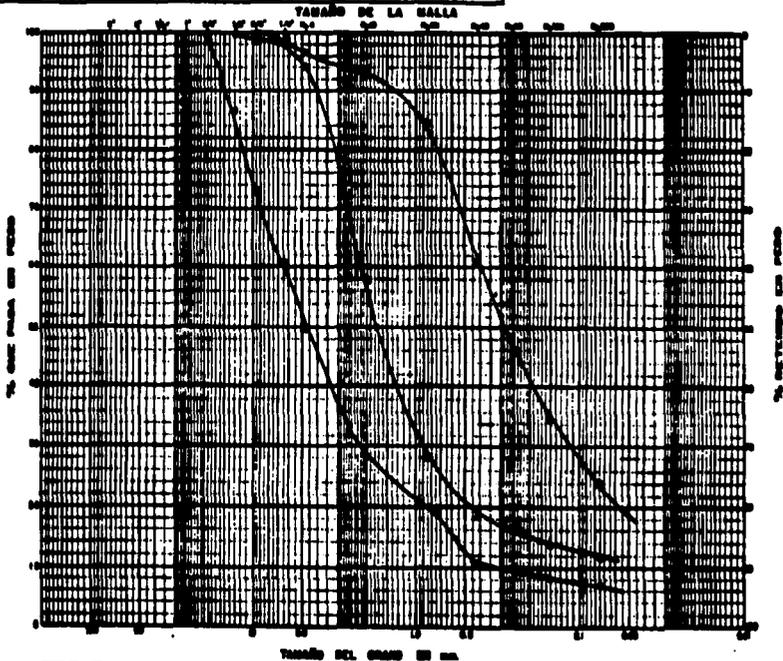
BOLEDO	GRAVA		ARENA		FINO	
	GRUESA	FINA	GRUESA	FINA	FINO	GRUESO

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

# ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

ORDEN	MUESTRA	TAM. DE MALLA					PESO					TOTAL
		20	40	60	80	100	%	%	%	%	%	
1	100-0.0	14					2	74	24			
2	100-0.4	10					80	43	7			
3							0	82	12			

CERA Nº 04- \_\_\_\_\_ 0282  
 LOCALIZACION: LOMAS GEMAS 707  
 \_\_\_\_\_  
 TIPO DE SONDAS: BARRAMEROS SE - 2



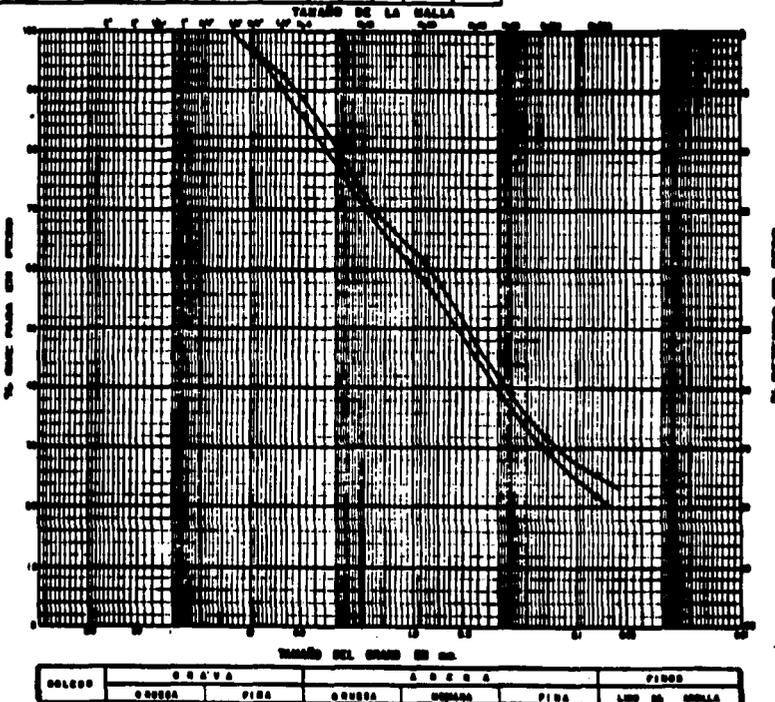
MUESTRA	C A V A			A C E R O			PIEDRA
	GRUESA	FINA	GRUESA	GRUESA	FINA	LIM. DE MALLA	

TESIS COAF...  
 FALLA DE ORIGEN

### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

PROYECTO	CANTON	CORRECTOR	C <sub>25</sub>		C <sub>50</sub>		C <sub>75</sub>		C <sub>100</sub>		C <sub>150</sub>		C <sub>200</sub>		CANTON	CORRECTOR	CANTON	CORRECTOR	
			mm	%	mm	%	mm	%	mm	%	mm	%	mm	%					
07-088	18													11	04	25			
08-1627	28													11	04	22			

OBRA N° 04- \_\_\_\_\_ 0000  
 LOCALIZACIÓN: LANAS - BUNEN  
 \_\_\_\_\_ 0000  
 TIPO DE CONCRETO: RESISTENTE DE I

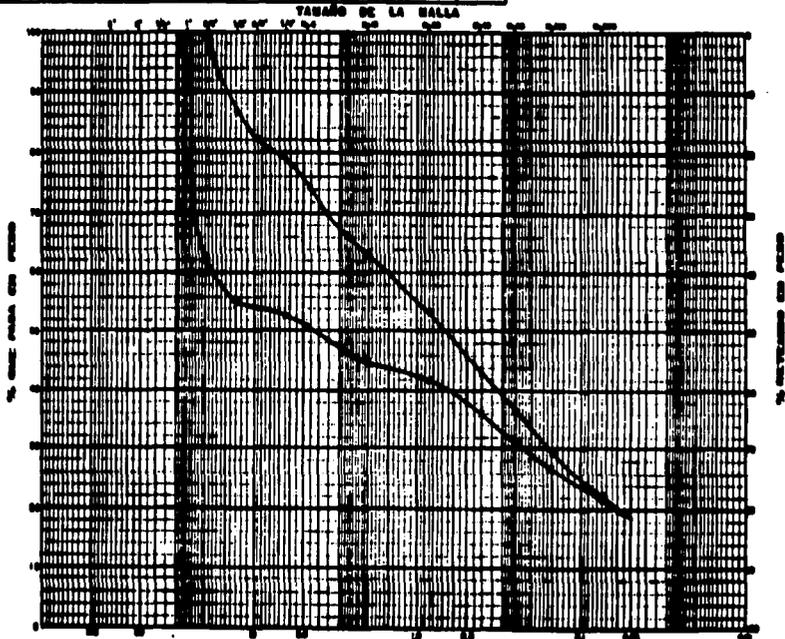


TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

REFERENCIA	MUESTRA	MODELO	D <sub>4</sub>			D <sub>10</sub>			D <sub>25</sub>			D <sub>50</sub>			D <sub>75</sub>			D <sub>100</sub>			D <sub>150</sub>			D <sub>200</sub>					
			mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm				
10-30	1																												
70-70	2																												

OBRA N° 014- \_\_\_\_\_ 0332  
 LOCALIZACIÓN: LOMAS DE CHILE  
 CUB  
 TIPO DE BOMBEO: EXPLOSTIVO DE-1



COLECCION		OBRA		OBRA		OBRA		OBRA	
OBRA	PIZA	OBRA	PIZA	OBRA	PIZA	OBRA	PIZA	OBRA	PIZA

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

# Capítulo VI

La cimentación es la parte de la estructura que transmite las cargas al suelo que esta debajo; y corresponde al ingeniero definir el tipo de cimentación adecuado, que además de ofrecer un apoyo razonablemente seguro a la obra resulte económico.

Respecto a la seguridad deberán considerarse dos aspectos mecánicos importantes: primero la capacidad de carga del subsuelo para soportar las cargas impuestas y segundo, que los movimientos totales y diferenciales que ocurran sean compatibles con la estructura de cimentación elegida, con el tipo de superestructura y con los requisitos funcionales de la obra. Adicionalmente, el comportamiento de la misma deberá ser tal que no afecte a las construcciones o servicios vecinos.

En este capítulo se desarrolla la revisión de los estados límite de falla y de servicio, con el fin de verificar que la alternativa de cimentación propuesta cumpla con las normas de seguridad.

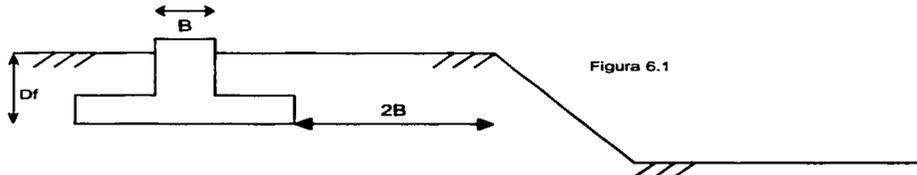
### Determinación del tipo de cimentación.

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del edificio, en particular que el proyecto contempla la construcción de cinco niveles de estacionamiento en sótano, que implica una excavación con profundidad de 15.5 m, respecto a la banqueta de Av. de las Flores esta cimentación puede resolverse con un sistema de zapatas aisladas debajo de columnas y corridas debajo de muros perimetrales; además del estacionamiento, se contempla la construcción de un edificio de 15 niveles y planta baja, considerando el desnivel topográfico que existe en dirección Norte – Sur que varía de 5 a 30m, podemos proponer que la torre poniente tenga zapatas aisladas bajo columnas y zapatas corridas en los muros perimetrales, por otro lado la torre oriente con pilas coladas *in situ*.

De acuerdo con la estratigrafía del sitio y las características del proyecto, el nivel de desplante de la cimentación de los edificios medidas a partir de la cota topográfica 100.0 ubicada en la esquina superior Noreste del lote 7, es el siguiente:

- Para el estacionamiento, el nivel de desplante recomendado es la cota 84.50
- Para la torre de 16 niveles el nivel de desplante es a partir de la cota 81.5 en la zona poniente de la torre y entre las cotas 78 y 72 en la zona oriente, arrojando pilas con longitudes entre 4 y 10 m aproximadamente.

Todos los cimientos que queden en la corona o sobre pendiente de taludes, deberán desplantarse a una distancia de por lo menos 2 veces el ancho (B) del cimiento del paño del elemento al paño del talud (Figura 6.1).



La capacidad de carga admisible de las zapatas se diseñara para  $118 \text{ ton/m}^2$  y  $46 \text{ ton/m}^2$ , para zapatas cuadradas y rectangulares respectivamente.

El anteproyecto arquitectónico considera la construcción del estacionamiento a partir de la cota 86 y la torre a partir de la cota 82.

A continuación se presentan los resultados de la revisión de los estados límite de falla y de servicio para la cimentación propuesta.

### 1. Dimensionamiento de la cimentación.

Debemos considerar lo que son las acciones que nos señala el Reglamento de Construcción:

**Acciones permanentes.-** son las que actúan de forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: carga muerta; el empuje estático de tierras y de líquidos y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo.

**Acciones variables.-** actúan sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; efectos de temperatura; deformaciones impuestas, los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo y las acciones debidas al funcionamiento de la maquinaria y equipo, efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje.

**Acciones accidentales.-** se consideran los sismos, el efecto del viento, incendios, explosiones y todo aquello que se consideren efectos extraordinarios que no tienen que ver con el comportamiento de la estructura.

Para el dimensionamiento de zapatas de cimentación se deberá considerar que el reglamento de construcción, indica tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- ✓ Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes mas carga viva con intensidad máxima, afectadas por un factor de carga de 1.4.
- ✓ Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes mas carga viva con intensidad instantánea y acción accidental mas critica, (incremento de carga provocado por el momento de volteo debido a sismo) afectadas por un factor de carga de 1.1.

En caso de la combinación de carga vertical y momento, que den lugar a excentricidad de carga debido a que la resultante se encuentre actuando a una distancia "e" del eje centroidal del cimientto, el dimensionamiento de la zapata debe ser tal que en el área efectiva  $B' \times B$  no se rebase la presión de carga admisible determinada, para el valor de la carga que resulte mayor de las condiciones estáticas o dinámicas siendo  $B'$  el ancho efectivo obtenido como sigue:

$$B' = B - 2e$$

Donde:

$B'$  : ancho reducido en m.

$B$  : ancho de la zapata en m.

$E$  : excentricidad con respecto al centroide del área de cimentación.

Una vez dimensionadas las zapatas se verificara que satisfagan las desigualdades de los estados límite de falla tanto en condiciones estáticas como dinámicas que indica el Reglamento de Construcciones, con el siguiente procedimiento

#### Acciones

Las acciones a considerar en los análisis de cimentación serán las siguientes:

- ✓ Combinación de cargas permanentes y de cargas vivas con intensidad máxima, que afectadas por un factor de carga de 1.4 se emplearan en el análisis de estado limite de falla en condiciones estáticas y en el análisis del estado limite de servicio.
- ✓ La combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental mas critica (sismo), afectadas por un factor de carga de 1.1 se emplearan en el análisis del estado limite de falla en condiciones dinámicas.

### Capacidad de carga.

La capacidad de carga de los materiales del subsuelo de apoyo de las zapatas se calculo considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivo-friccionantes.

$$Q_{adm} = \left[ CNc + \overline{Pv}(Nq - 1) + \frac{1}{2} B\gamma N\gamma \right] F_R + P_v$$

Donde:

$Q_{adm}$  : Capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de la zapata de cimentación, ton/m<sup>2</sup>.

C : Cohesión del material de apoyo, ton/m<sup>2</sup>.

$\gamma$  : Peso volumétrico del suelo, ton/m<sup>3</sup>.

$D_f$  : Profundidad de desplante de las zapatas, m.

B : ancho de la zapata, m.

$F_R$  : Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35.

$N_c, N_q$  y  $N_\gamma$  : Coeficiente de capacidad de carga para falla general calculados de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

$$N_c = 5.14 \left( 1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$$

Se deberá cumplir lo siguiente:  $\frac{D_f}{B} < 2$  y  $\frac{B}{L} < 1$

Donde

$D_f$  : Profundidad de desplante, m.

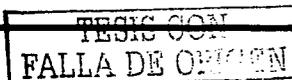
L : Largo de la zapata, m.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Donde:

$\phi$  : Es el ángulo de fricción interna del material.

Y el valor de  $N_q$  se afectara por:



$(1 + \tan \phi)$ , en el caso de zapatas cuadradas y por

$[1 + (B/L)] \tan \phi$ , para cimientos rectangulares.

$$N\gamma = 2(Nq + 1)\tan \phi$$

y el valor obtenido de  $N\gamma$  se multiplicara por 0.6 para cimientos cuadrados y por  $[1 - 0.4 (B/L)]$  para cimientos rectangulares.

Considerando como parámetros de resistencia del suelo de apoyo de la cimentación una cohesión de  $4 \text{ ton/m}^2$ , un ángulo de fricción interna de  $34^\circ$  y un peso volumétrico de  $1.6 \text{ ton/m}^3$ , obtenidos de correlacionar estos con sus propiedades índice de los materiales de apoyo determinadas, se obtuvieron las siguientes capacidades de carga:

◆ **ZAPATA CUADRADA DE ANCHO B = 4.0M  
DESPLANTADA A 2 M DE PROFUNDIDAD**

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$$

$$D_f/B < 2, B/L < 1$$

$$D_f/B = 0.4 < 2$$

$$B/L = 1 < 1$$

$$N_c = 7.00$$

$$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) e^{\gamma \tan \phi}$$

$$N_q = 29.44$$

**POR SER ZAPATA CUADRADA SE AFECTA POR:**  $(1 + \tan \phi)$

$$N_q \text{ afectada} = 49.28$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \phi$$

$$N_\gamma = 67.79$$

**POR SER ZAPATA CUADRADA SE AFECTA POR:** 0.6

$$N_\gamma = 40.67$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**COMO NO HAY NIVEL FREATIVO Pv Y Pv SON IGUALES**

$$P_v = \gamma D_f$$

$$P_v = 3.2$$

$$F_R = 0.35$$

$$Q_{adm} = \left[ CNc + \overline{P_v}(Nq - 1) + \frac{1}{2} B \gamma N \gamma \right] F_R + P_v$$

$$Q_{adm} = 118.32 \text{ Ton}$$

El  $D_f$  es 2.0 dentro del estrato resistente

- ◆ **ZAPATA RECTANGULAR DE ANCHO B = 1.0M, LARGO L = 10.0M DESPLANTADA A 2 M DE PROFUNDIDAD**

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$$

$$D_f/B < 2, B/L < 1$$

$$D_f/B = 2 < 2$$

$$B/L = 0.1 < 1$$

$$N_c = 7.84$$

$$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = 29.44$$

**POR SER ZAPATA RECTANGULAR SE AFECTA POR:  $(1+B/L) \tan \phi$**

$$N_q \text{ afectada} = 21.83$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

$$N_\gamma = 30.78$$

**POR SER ZAPATA CUADRADA SE AFECTA POR:  $1 - 0.4(B/L)$**

$$N_\gamma = 30.65$$

**COMO NO HAY NIVEL FREATIVO Pv Y Pv SON IGUALES**

$$P_v = \gamma D_f$$

$$P_v = 3.2$$

$$F_R = 0.35$$

$$Q_{adm} = \left[ CNc + \overline{Pv}(Nq - 1) + \frac{1}{2} B \gamma N \gamma \right] F_R + Pv$$

$$Q_{adm} = 46.09 \text{ Ton}$$

El Df es 2 dentro del estrato resistente

De lo anterior se estableció que las zapatas tendrán una profundidad de desplante de 2.0 m a partir del nivel del primer piso con una capacidad de carga admisible de 118 ton/m<sup>2</sup> para las zapatas aisladas y 46 ton/m<sup>2</sup> para las zapatas corridas.

## 2. REVISIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA

### Estado limite de falla en condiciones estáticas.

La revisión de la cimentación ante el estado limite de falla en condiciones estáticas se hizo considerando la combinación de cargas permanentes mas carga viva con intensidad máxima y el peso propio de la cimentación afectadas por un factor de carga de 1.4 y una vez dimensionadas las zapatas deberá verificarse que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum Q_{fc}}{A} < R$$

Donde:

$\Sigma Q$  = suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes (incluye peso de la cimentación) mas cargas vivas con intensidad máxima, en toneladas.

Fc = factor de carga, adimensional e igual a 1.4.

A = area de la zapata en m<sup>2</sup>.

R = capacidad de carga del suelo de apoyo de las zapatas de cimentación, ya afectado por su factor de resistencia correspondiente.

### Estado limite de falla en condiciones dinámicas.

La revisión de la cimentación ante el estado limite de falla en condiciones dinámicas se hizo considerando la combinación de cargas permanentes mas carga viva con intensidad instantánea, acción accidental mas critica (sismo) y el peso propio de la cimentación afectadas por un factor de carga de 1.1 y una vez dimensionadas las zapatas deberá verificarse que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum Q_{fc}}{A} < R$$

Donde:

$\Sigma Q$  = suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes (incluye peso de la cimentación) mas cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental mas critica (incremento de carga provocado por el momento de volteo debido a sismo), en toneladas.

Fc = factor de carga, adimensional e igual a 1.1.

A = área de la zapata en m<sup>2</sup>.

R = capacidad de carga del suelo de apoyo de las zapatas de cimentación, ya afectado por su factor de resistencia correspondiente.

Para las zapatas del estacionamiento

**LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTATICAS**

*Dimensionamiento de Zapata Central para Estacionamiento*

Se considerara 1.1 ton/m<sup>2</sup>/niv  
 + 10% del peso propio de la cimentación

# de Niveles =	5	Cargas =	5.5	ton/m <sup>2</sup>
		Mas 10% de la cimentacion =	6.05	ton/m <sup>2</sup>
Area tributaria de las columnas =	10.55 x 10.55		111.30	m <sup>2</sup>
		Carga total =	673.38	ton
Afectada por un Fc de	1.4	=	942.73	ton

Calculamos el area de la zapata para poder conocer su ancho

$$P = 942.73 \text{ ton}$$

$$\sigma = 118.32 \text{ ton/m}^2$$

$$A = \frac{P}{\sigma}$$

$$A = 7.97 \text{ m}^2$$

$$B = 2.8 \text{ m}$$

Zapata cuadrada de ancho B = 2.8 m

► Revision de la estabilidad de la zapata

$$\frac{\varepsilon QFc}{A} \leq R$$

$$673.38 \text{ ton} \times 1.4 < 118.32 \text{ ton/m}^2 \times (2.8\text{m} \times 2.8\text{m})$$

$$\underline{942.73} \text{ ton} < \underline{942.73} \text{ ton}$$

**LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINAMICAS**

*Dimensionamiento de Zapata Central para Estacionamiento*

Se considerara 1.1 ton/m<sup>2</sup>/niv  
 + 10% del peso propio de la cimentación

# de Niveles = 5 Cargas = 5.5 ton/m<sup>2</sup>

Mas 10% de la cimentación = 6.05 ton/m<sup>2</sup>

Area tributaria de las columnas = 10.55 x 10.55 111.30 m<sup>2</sup>

Carga total = 673.38 ton

Afectada por un Fc de 1.1 = 740.72 ton

Calculamos el área de la zapata para poder conocer su ancho

$$P = 740.72 \text{ ton}$$

$$\sigma = 118.32 \text{ ton/m}^2$$

$$A = \frac{P}{\sigma}$$

$$A = 6.26 \text{ m}^2$$

$$B = 2.5 \text{ m}$$

Zapata cuadrada de ancho B = 2.5 m

► Revisión de la estabilidad de la zapata

$$\frac{\varepsilon QFc}{A} \leq R$$

$$673.38 \text{ ton} \times 1.4 < 118.32 \text{ ton/m}^2 \times (2.5 \text{ m} \times 2.5 \text{ m})$$

$$\underline{740.72} \text{ ton} < \underline{740.72} \text{ ton}$$

Para el edificio

**LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTATICAS**

*Dimensionamiento de Zapata Central para Edificio de 16 niveles*

Se considerara 1.1 ton/m<sup>2</sup>/niv  
 + 10% del peso propio de la cimentación

# de Niveles = 16 Cargas = 17.6 ton/m<sup>2</sup>

Mas 10% de la cimentacion = 19.36 ton/m<sup>2</sup>

Area tributaria de las columnas = 10.55 x 10.55 111.30 m<sup>2</sup>

Afectada por un Fc de  $\frac{\text{Carga total} = 2154.82 \text{ ton}}{1.4} = 3016.74 \text{ ton}$

Calculamos el area de la zapata para poder conocer su ancho

$$P = 3016.7 \text{ ton}$$

$$\sigma = 118.32 \text{ ton/m}^2$$

$$A = \frac{P}{\sigma}$$

$$A = 25.50 \text{ m}^2$$

$$B = 5.0 \text{ m}$$

Zapata cuadrada de ancho B = 5.0 m

► Revisión de la estabilidad de la zapata

$$\frac{\varepsilon QFc}{A} \leq R$$

$$2154.82 \text{ ton} \times 1.4 < 118.32 \text{ ton/m}^2 \times (5.0\text{m} \times 5.0\text{m})$$

$$\underline{3016.74} \text{ ton} < \underline{3016.74} \text{ ton}$$

### LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINAMICAS

*Dimensionamiento de Zapata Central para Edificio de 16 niveles*

Se considerara  $1.1 \text{ ton/m}^2/\text{niv}$   
+ 10% del peso propio de la cimentación

# de Niveles = 16 Cargas = 17.6 ton/m<sup>2</sup>

Mas 10% de la cimentacion = 19.36 ton/m<sup>2</sup>

Area tributaria de las columnas =  $10.55 \times 10.55 = 111.30 \text{ m}^2$

Carga total = 2154.82 ton

Afectada por un Fc de  $1.1 = 2370.30 \text{ ton}$

Calculamos el area de la zapata para poder conocer su ancho

$$P = 2370.3 \text{ ton}$$

$$\sigma = 118.32 \text{ ton/m}^2$$

$$A = \frac{P}{\sigma}$$

$$A = 20.03 \text{ m}^2$$

$$B = 4.5 \text{ m}$$

Zapata cuadrada de ancho B = 4.5 m

TESIS CON  
DE ORIGEN

► Revisión de la estabilidad de la zapata

$$\frac{\varepsilon QFc}{A} \leq R$$

$$2154.82\text{ton} \times 1.1 < 118.32\text{ton/m}^2 \times (4.5\text{m} \times 4.5\text{m})$$

$$\underline{2370.30} \quad \text{ton} < \underline{2370.30} \quad \text{ton}$$

**Revisión del estado limite de servicio.**

La revisión del estado limite de servicio de la estructura correspondiente a la estimación de los asentamientos que sufrirán los materiales de apoyo de las zapatas de cimentación.

Cualquier suelo al someterlo a un incremento de carga se deforma. La deformación puede ocurrir a corto o a largo plazo o bien, bajo ambas condiciones. La deformación a corto plazo es de tipo elasto-plástico y se presenta inmediatamente después de aplicar la carga. Se le denomina deformación o asentamiento elástico. La deformación a largo plazo es debida a la acción de cargas de larga duración que producen la consolidación del terreno de cimentación, distinguiéndose dos componentes: consolidación primaria y consolidación secundaria.

La consolidación primaria ocurre en suelos finos plásticos, de baja permeabilidad, en los que el tiempo que tarda para producirse es función del tiempo de expulsión del agua que los satura. Este fenómeno se estudia a partir de la teoría de consolidación de Terzaghi. La consolidación secundaria se presenta en algunos suelos (principalmente arcillas muy compresibles, suelos altamente orgánicos, micáceos, etc.) que después de sufrir el proceso de consolidación primaria, continua deformándose en forma similar al comportamiento de un cuerpo viscoso; este proceso continua durante muchos años.

$$\delta = \frac{1-U^2}{E} PBI_s$$

Donde:

δ: Deformación elástica vertical, bajo el centro del área cargada en metros.

U: Relación de Poisson, adimensional.

E: Modulo de elasticidad del suelo de apoyo en ton/m<sup>2</sup>.

P: Presión de contacto aplicada por las zapatas, en ton/m<sup>2</sup>.

B: Ancho de la zapata, en metros.

I<sub>s</sub>: Factor de forma adimensional que depende del punto en que se desee estimar el asentamiento, y la forma de la zapata (tabla 6.1)

Tabla 6.1

Forma del Área	Valor de influencia		
	Centro	Esquina	Medio
Cuadrada	1.12	0.56	0.95
Rectangular L/B = 2 L/B = 5 L/B = 10	1.52	0.76	1.30
	2.10	1.05	1.83
	2.54	1.27	2.20
Circular (D en vez de B)	1.00	0.64 (borde)	0.85

Los hundimientos estimados para diferentes anchos de zapatas, se realizaron considerando una relación de Poisson de 0.35 y un modulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 12000 ton/m<sup>2</sup> (obtenido de la correlación de estos con sus propiedades Índice), como se indica a continuación:

**CALCULO DE ASENTAMIENTOS PARA ZAPATAS CUADRADAS**

En esta revisión se hace un estudio para diferentes anchos de zapatas  
Se hará de 2 a 6 m a cada 0.5m

Centro

B	ν	E	IC	IC <sub>0</sub>	IC <sub>1</sub>	IC <sub>2</sub>
2	0.35	12000	118.32	1.12	0.0194	1.94
2.5	0.35	12000	118.32	1.12	0.0242	2.42
3	0.35	12000	118.32	1.12	0.0291	2.91
3.5	0.35	12000	118.32	1.12	0.0339	3.39
4	0.35	12000	118.32	1.12	0.0388	3.88
4.5	0.35	12000	118.32	1.12	0.0436	4.36
5	0.35	12000	118.32	1.12	0.0485	4.85
5.5	0.35	12000	118.32	1.12	0.0533	5.33
6	0.35	12000	118.32	1.12	0.0581	5.81

Esquina

B	ν	E	IC	IC <sub>0</sub>	IC <sub>1</sub>	IC <sub>2</sub>
2	0.35	12000	118.32	0.56	0.0097	0.97
2.5	0.35	12000	118.32	0.56	0.0121	1.21
3	0.35	12000	118.32	0.56	0.0145	1.45
3.5	0.35	12000	118.32	0.56	0.0170	1.70
4	0.35	12000	118.32	0.56	0.0194	1.94
4.5	0.35	12000	118.32	0.56	0.0218	2.18
5	0.35	12000	118.32	0.56	0.0242	2.42
5.5	0.35	12000	118.32	0.56	0.0266	2.66
6	0.35	12000	118.32	0.56	0.0291	2.91

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**CALCULO DE ASENTAMIENTOS PARA ZAPATAS CORRIDAS****Centro**

L	B	L/B	γ	q <sub>adm</sub>	q <sub>adm</sub>	s	ΔH	ΔH
9	1	9	0.35	12000	46.09	2.45	0.0083	0.83
9	1.5	6	0.35	12000	46.09	2.19	0.0111	1.11
10	1	10	0.35	12000	46.09	2.54	0.0086	0.86
10	1.5	6.67	0.35	12000	46.09	2.25	0.0114	1.14
11	1	11	0.35	12000	46.09	2.55	0.0086	0.86
11	1.5	7.33	0.35	12000	46.09	2.31	0.0117	1.17

**Esquina**

L	B	L/B	γ	q <sub>adm</sub>	q <sub>adm</sub>	s	ΔH	ΔH
9	1	9	0.35	12000	46.09	1.23	0.0041	0.41
9	1.5	6	0.35	12000	46.09	1.09	0.0055	0.55
10	1	10	0.35	12000	46.09	1.27	0.0043	0.43
10	1.5	6.67	0.35	12000	46.09	1.12	0.0057	0.57
11	1	11	0.35	12000	46.09	1.28	0.0043	0.43
11	1.5	7.33	0.35	12000	46.09	1.15	0.0058	0.58

En la grafica 6.1 están representados los resultados de los asentamientos.

**Determinación de las Deformaciones Diferenciales Máximas.**

Con los asentamientos obtenidos de cada zapata se calculo la deformación diferencial entre el centro y la esquina de estas con la siguiente expresión:

$$S = \frac{\Delta H_{\text{máx}} - \Delta H_{\text{min}}}{L}$$

Donde:

S : Relación entre el asentamiento máximo y mínimo y el claro entre ellos

ΔH<sub>máx</sub> : Asentamiento máximo (al centro de la zapata).

ΔH<sub>min</sub> : Asentamiento mínimo (en las esquinas de las zapatas).

L : longitud del claro entre zapatas.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Los resultados para las zapatas cuadradas se presentan en la siguiente tabla:

(m)			(m)			
2	0.0194	0.0097	9.55	0.0010	<	0.006
2.5	0.0242	0.0121	9.30	0.0013	<	0.006
3	0.0291	0.0145	9.05	0.0016	<	0.006
3.5	0.0339	0.0170	8.80	0.0019	<	0.006
4	0.0388	0.0194	8.55	0.0023	<	0.006
4.5	0.0436	0.0218	8.30	0.0026	<	0.006
5	0.0485	0.0242	8.05	0.0030	<	0.006
5.5	0.0533	0.0266	7.80	0.0034	<	0.006
6	0.0581	0.0291	7.55	0.0039	<	0.006

Los resultados para las zapatas corridas se presentan en la siguiente tabla:

L (m)	B (m)	Δ <sub>max</sub> (m)	Δ <sub>lim</sub> (m)	Δ <sub>max</sub> (m)	Δ <sub>lim</sub> (m)	Permisible
9	1	0.0083	0.0041	4.52	0.0009	< 0.006
9	1.5	0.0111	0.0055	4.56	0.0012	< 0.006
10	1	0.0086	0.0043	5.02	0.0009	< 0.006
10	1.5	0.0114	0.0057	5.06	0.0011	< 0.006
11	1	0.0086	0.0043	5.52	0.0008	< 0.006
11	1.5	0.0117	0.0058	5.55	0.0011	< 0.006

Se observa que las deformaciones diferenciales son menores a las permisibles de acuerdo al límite por el Reglamento de Construcciones que es de 0.006 para estructuras resueltas a base de marcos de acero.

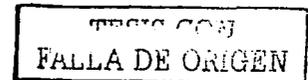
Para el edificio de 16 niveles la cimentación estará resuelta a base de zapatas aisladas debajo de las columnas y zapatas corridas debajo de los muros perimetrales en la torre oeste y en la torre este se resolverá por medio de pilas de punta, a continuación se presentan los cálculos relacionados con las pilas de cimentación:

### 3. PILAS DE CIMENTACION

Las pilas son cimentaciones profundas que se encargan de transmitir el peso de la estructura a estratos resistentes de suelo o roca que se encuentran en profundidades considerables en el subsuelo.

Las pilas son elementos de cimentación profunda con secciones regularmente circulares con diámetros mayores a 0.60 m hasta 3 m. Las pilas se fabrican directamente en el subsuelo, por lo que se conoce como elementos fabricados *in situ*. Cuando los esfuerzos que se transmiten al subsuelo son exclusivamente de compresión, las pilas suelen fabricarse de cualquier material que tenga la resistencia requerida. Cuando los esfuerzos que se transmitirán al subsuelo son de compresión y de tensión, por lo general se fabrican con concreto premezclado reforzado con varillas de acero corrugadas, tubo metálico o perfiles estructurales.

Ventajas y desventajas de la utilización de las pilas sobre los pilotes:



Ventajas	Desventajas
<p>Se fabrican en el lugar                      No están expuestas a sufrir daños estructurales por causa de las maniobras de instalación.                      Decibeles generados en la instalación son menores al instalar un pilote prefabricado.                      Se pueden hacer ajustes en forma inmediata con                      Respecto a la longitud de desplante.                      Fabricación monolítica, no requiere juntas                      Pueden ser instaladas en subsuelos con presencia de gravas y boleas aplicando el procedimiento indicado para permitir la estabilidad de la pared.                      La capacidad de carga es mayor a la de los pilotes</p>	<p>Requieren excavación previa                      Es imposible construir las en suelos sin consistencia.                      Verificar que no exista material suelto en la superficie de desplante.                      Los cambios de presión de agua pueden cercenar el fuste, cuando se usan ademes metálicos recuperables y no se retiran adecuadamente.                      El procedimiento constructivo sobre agua se complica, al tener que evitar el vaivén de la plataforma flotante donde se apoya el equipo de construcción                      El sistema de ademado requiere mayor control que en el caso de los pilotes.</p>

Las 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, entonces se puede acampanar su base aumentando así su carga útil, Figura 6.2. Para incrementar la capacidad de carga de las pilas también se pueden empotrar a una cierta profundidad  $E$  en el estrato resistente, la distancia que sea posible constructivamente hablando (Figura 6.3). Las fuerzas horizontales permanentes de reacción de una estructura o temporales por un sismo se pueden recibir aunque en forma poco eficiente con pilas verticales que tengan empotramiento y características estructurales adecuadas. (Figura 6.4).

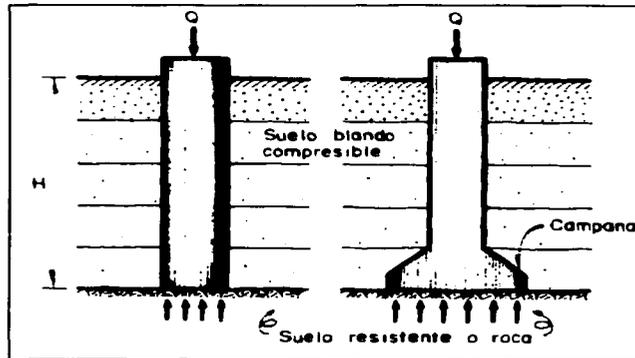


Fig. 6.2 Pilas de punta

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

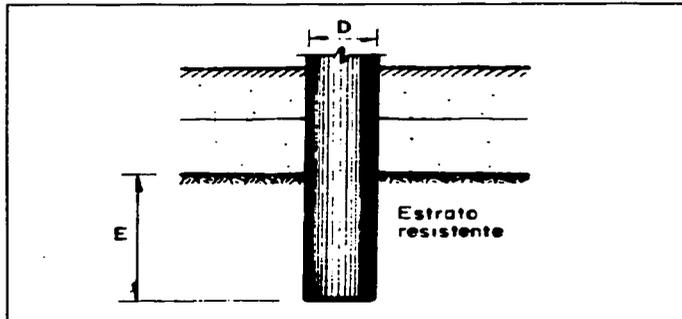


Fig. 6.3 Empotramiento de las pilas y pilotes

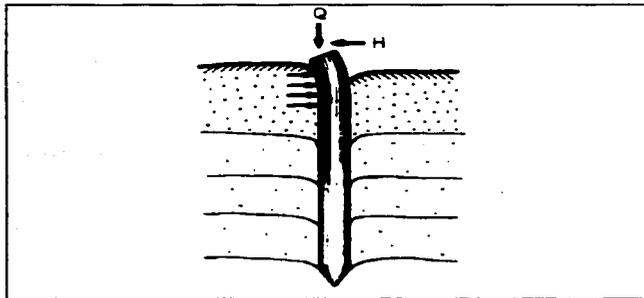


Fig. 6.4 Pila o pilote con carga horizontal

### Diseño de cimentación con pilas

Los análisis geotécnicos y el diseño de una estructura y sus componentes deben cumplir con dos requisitos principales:

- ✓ Tener una seguridad adecuada contra colapso bajo cargas y fuerzas máximas que puedan razonablemente ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- ✓ Cumplir con las funciones para las que fue diseñada, sin deformaciones excesivas, ni deterioros de sus materiales durante su vida útil.

TECIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**Acciones de diseño.**

Para el diseño de cimentaciones se consideran dos combinaciones de acciones:

Acciones variables mas acciones permanentes. En esta combinación se revisan los estados limite de servicio como los de falla. Las acciones variables se consideran con su intensidad media para fines de calculo de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estado limite de falla se considera la acción variable mas desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea. Los factores de carga son de 1.5 en construcciones del tipo A y de 1.4 en las del grupo B.

Acciones permanentes mas acciones variables. Con esta combinación se revisa el estado limite de falla y el estado limite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo cargas accidentales. El factor de carga es de 1.1 y se aplica a todas las acciones que intervienen en esta combinación. Ante acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructuras, el factor de carga es de 0.9.

En el caso de que las cimentaciones profundas en las zonas II y III se incluirá entre las acciones de la fricción negativa que puede desarrollarse sobre el fuste de las pilas o pilotes por consolidación del terreno circundante. Para estimar esta acción se considerara que el máximo esfuerzo cortante que puede desarrollarse en el contacto pila-suelo es igual a la cohesión del suelo determinada en prueba triaxial no consolidada no drenada bajo presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo.

Los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones serán los siguientes para todos los estados limites de falla:

- γ 0.35 para pilas y pilotes apoyados en estrato resistente.
- γ 0.7(1-s/2) en que s es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre un pilote, para la capacidad de carga por adherencia de los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluya ya las sollicitaciones sísmicas.
- γ 0.70 para los otros casos.

La capacidad de carga de una cimentación profunda depende fundamentalmente de la resistencia al corte del suelo en el cual se apoya y del mecanismo de transferencia de carga al suelo.

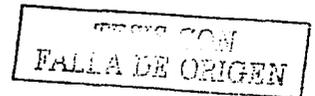
Utilizaremos pilas de punta de campana con el fin de incrementar su capacidad de carga y de longitud de 10 y 4 m ya que es la longitud en la que desplantaremos nuestra pila. Los cálculos se muestran a continuación:

Calculamos los esfuerzos efectivos a una profundidad de 18.06 (SPT-2) para una pila de 10m de longitud.

$$P_v = \gamma h$$

P<sub>v</sub> = Esfuerzo efectivo  
 γ = Peso volumétrico del material  
 h = Longitud del estrato

γ	h	h acumulada	P <sub>v</sub>	P <sub>v</sub> acum
1.5	3	3	4.5	4.5
1.6	15.06	18.06	24.10	28.60



**Fricción Negativa**

La fricción negativa se presenta cuando un deposito de arcilla sometido a un proceso de consolidación, induce fuerzas de arrastre sobre las pilas que tienden a reducir su capacidad de carga. Y se presenta cuando el sitio esta sujeto algunas de las siguiente condiciones:

- Abatimientos piezometricos debidos a la extracción de agua
- Soporta rellenos recientes y otras estructuras que sobrecargan la superficie
- Ocurre reconsolidación de la capa de arcilla remoldeada alrededor de los pilotes.

La fricción negativa se convierte en un problema de capacidad de carga solo en el caso de un pilote o pila de punta, ya que la carga transmitida al pilote o a la pila aumenta, a la vez que disminuye el confinamiento del estrato de soporte, reduciéndose su capacidad de carga. En el caso de pilas y pilotes apoyados en suelos compresibles, donde la capacidad de carga esta gobernada por la resistencia por punta y por la fricción o la adherencia lateral. Algunos constructores utilizan lodos bentoniticos o encamisán la pila o el pilote para disminuir el problema de la fricción negativa.

Es importante considerar la fricción negativa ya que debemos diseñar para las condiciones mas desfavorables y si la cimentación es a base de pilas o pilotes de punta, deben ser capaces de soportar el peso del edificio, cargas vivas, cargas accidentales mas la fricción negativa inherente .

Una forma de calcular la fricción negativa es la siguiente:

$$F.N. = \frac{(\bar{w}k\phi)}{1 + \frac{(\bar{w}k\phi t)}{3a}} \int P\phi dz$$

F. N. = Fricción Negativa

$$\bar{w} = 2\pi\bar{r}_0$$

$$\bar{r}_0 = 1.05r_0$$

$r_0$  = Radio de la pila

$$k\phi = \frac{\tan \phi_p}{N\phi} = 0.2 - 0.4$$

$\tan \phi_p$  = Coeficiente de fricción entre la pila y el suelo.

$$N\phi = \frac{1 + \text{sen}^2 \phi^*}{1 - \text{sen}^2 \phi^*}$$

$\phi^*$  = Factor de proporcionalidad que mide la ganancia de resistencia al esfuerzo cortante cuando el suelo se consolida.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

d = Longitud de la pila

$$\bar{a} = \pi(12r_0)^2$$

$$\int_0^d P\omega dz = \text{Área de esfuerzos efectivos}$$

B (m)	B (cm)	K <sub>o</sub>	d	Poz	r <sub>o</sub>	r <sub>0</sub>	w	a	F.N.
0.8	80.00	0.20	10.00	255.993	0.40	0.42	2.64	72.38	131.90
0.9	90.00	0.20	10.00	255.993	0.45	0.47	2.97	91.61	148.78
1	100.00	0.20	10.00	255.993	0.50	0.53	3.30	113.10	165.67
1.1	110.00	0.20	10.00	255.993	0.55	0.58	3.63	136.85	182.55
1.2	120.00	0.20	10.00	255.993	0.60	0.63	3.96	162.86	199.43
1.3	130.00	0.20	10.00	255.993	0.65	0.68	4.29	191.13	216.32
1.4	140.00	0.20	10.00	255.993	0.70	0.74	4.62	221.67	233.20
1.5	150.00	0.20	10.00	255.993	0.75	0.79	4.95	254.47	250.09
1.6	160.00	0.20	10.00	255.993	0.80	0.84	5.28	289.53	266.98
1.7	170.00	0.20	10.00	255.993	0.85	0.89	5.61	326.85	283.86
1.8	180.00	0.20	10.00	255.993	0.90	0.95	5.94	366.44	300.75
1.9	190.00	0.20	10.00	255.993	0.95	1.00	6.27	408.28	317.64
2	200.00	0.20	10.00	255.993	1.00	1.05	6.60	452.39	334.52
2.1	210.00	0.20	10.00	255.993	1.05	1.10	6.93	498.76	351.41
2.2	220.00	0.20	10.00	255.993	1.10	1.16	7.26	547.39	368.30
2.3	230.00	0.20	10.00	255.993	1.15	1.21	7.59	598.28	385.18
2.4	240.00	0.20	10.00	255.993	1.20	1.26	7.92	651.44	402.07
2.5	250.00	0.20	10.00	255.993	1.25	1.31	8.25	706.86	418.96
2.6	260.00	0.20	10.00	255.993	1.30	1.37	8.58	764.54	435.85
2.7	270.00	0.20	10.00	255.993	1.35	1.42	8.91	824.48	452.74
2.8	280.00	0.20	10.00	255.993	1.40	1.47	9.24	886.68	469.62
2.9	290.00	0.20	10.00	255.993	1.45	1.52	9.57	951.15	486.51
3	300.00	0.20	10.00	255.993	1.50	1.58	9.90	1017.88	503.40

Se calculan los esfuerzos efectivos a una profundidad de 6 para una pila de longitud de 4m

γ	h	h acumulada	P <sub>v</sub>	P <sub>v</sub> acum
1.5	3	3	4.5	4.5
1.6	3	6	4.80	9.30

TRONCÓN  
FALLA DE CARGEN

B (m)	B (cm)	K <sub>o</sub>	d	Poz	r <sub>o</sub>	r <sub>0</sub>	W <sub>o</sub>	a	F.N.
1	100.00	0.20	4.00	27.450	0.50	0.53	3.30	113.10	17.97

Ya teniendo la fricción negativa de ambas profundidades proseguimos a calcular la capacidad de carga.

La capacidad de carga de pilas o pilotes de punta se calculara de la siguiente manera:

➤ Para suelos Cohesivos.

$$Cp = [(CuN_c^*F_R + P_v)ApFre] - FN$$

➤ Para suelos Friccionantes

$$Cp = ((\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v) ApFre) - FN$$

Cp = Capacidad de carga por punta.

Cu = Cohesión aparente en t/m<sup>2</sup>, determinada en ensaye triaxial UU.

$\bar{p}_v$  = Presión vertical efectiva a la misma profundidad, ton/m<sup>2</sup>.

$N_q^*$  = Coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q^* = N \min + \frac{(Le(N \max - N \min))}{4B \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

Cuando:  $Le/B \leq 4 \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$  ,o bien  $N_q^* = N \max$  , Cuando  $\frac{Le}{B} > 4 \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$

$\phi_u$	20°	25°	30°	35°	40°
$N_{\max}$	12.5	26	55	132	350
$N_{\min}$	7	11.5	20	39	78

$\phi_u$  = Angulo de fricción aparente en grados.

$L_e$  = Longitud empotrada del pilote o pila en el estrato resistente.

B = Ancho o diámetro de las pilas o pilotes.

$N_c^*$  = Coeficiente de capacidad de carga definido en la siguiente tabla:

$\phi$	0°	5°	10°
$N_c^*$	7	9	13

$\phi$  = Angulo de fricción interna en grados

$F_R$  = Factor de resistencia igual a 0.35

$p_v$  = Presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, t/m<sup>2</sup>.

Ap = Área transversal de la pila o pilote, m<sup>2</sup>.

TEMAS CON  
 FALLA DE ORIGEN

$FN$  = Fricción negativa.

$Fre$  = Factor de reducción dado por:

Para suelos friccionantes

$$Fre = \left[ \frac{(B + 0.5)}{2B} \right]^n$$

Para suelos cohesivos

Para suelos cohesivos firmes fisurados se multiplicara por el mismo factor de la ecuación anterior con exponente  $n=1$ . Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo se multiplicara por:

$$Fre = \left( \frac{B+1}{2B+1} \right)$$

$B$  = Diámetro de la base del pilote o pila en metros ( $>0.5m$ )

$n$  = Exponente igual a 1 para suelo muy suelto, 2 para suelo denso y 3 para material muy denso.

Para este caso en particular utilizaremos la formula de capacidad de carga para suelos friccionantes.

Además se calculara la disminución de la presión efectiva de la siguiente manera:

$$\Delta Pd = \frac{FN}{a}$$

TRABAJO CON  
FALLA DE ORIGEN

Para una longitud de 10 metros:

Pv	Le	Nmin	Nmax	ΔPd	φ	Nq*	Fr	Pv	Ap	Fre	Ca
26.78	1.5	35.2	116.6	1.82	34	55.49	0.35	28.6	0.50	0.66	50.15
28.02	1.5	35.2	116.6	0.58	34	53.23	0.35	28.6	0.64	0.60	63.13
27.95	1.5	35.2	116.6	0.65	34	51.43	0.35	28.6	0.79	0.56	69.26
27.89	1.5	35.2	116.6	0.71	34	49.95	0.35	28.6	0.95	0.53	76.91
27.82	1.5	35.2	116.6	0.78	34	48.73	0.35	28.6	1.13	0.50	86.03
27.75	1.5	35.2	116.6	0.85	34	47.68	0.35	28.6	1.33	0.48	96.57
27.69	1.5	35.2	116.6	0.91	34	46.79	0.35	28.6	1.54	0.46	108.51
27.62	1.5	35.2	116.6	0.98	34	46.02	0.35	28.6	1.77	0.44	121.82
27.56	1.5	35.2	116.6	1.04	34	45.34	0.35	28.6	2.01	0.43	136.48
27.49	1.5	35.2	116.6	1.11	34	44.75	0.35	28.6	2.27	0.42	152.49
27.43	1.5	35.2	116.6	1.17	34	44.22	0.35	28.6	2.54	0.41	169.81
27.36	1.5	35.2	116.6	1.24	34	43.74	0.35	28.6	2.84	0.40	188.43
27.29	1.5	35.2	116.6	1.31	34	43.32	0.35	28.6	3.14	0.39	208.35
27.23	1.5	35.2	116.6	1.37	34	42.93	0.35	28.6	3.46	0.38	229.55
27.16	1.5	35.2	116.6	1.44	34	42.58	0.35	28.6	3.80	0.38	252.01
27.10	1.5	35.2	116.6	1.50	34	42.26	0.35	28.6	4.15	0.37	275.73
27.03	1.5	35.2	116.6	1.57	34	41.96	0.35	28.6	4.52	0.37	300.69
26.96	1.5	35.2	116.6	1.64	34	41.69	0.35	28.6	4.91	0.36	326.88
26.90	1.5	35.2	116.6	1.70	34	41.44	0.35	28.6	5.31	0.36	354.29
26.83	1.5	35.2	116.6	1.77	34	41.21	0.35	28.6	5.73	0.35	382.91
26.77	1.5	35.2	116.6	1.83	34	41.00	0.35	28.6	6.16	0.35	412.73
26.70	1.5	35.2	116.6	1.90	34	40.80	0.35	28.6	6.61	0.34	443.74
26.63	1.5	35.2	116.6	1.97	34	40.61	0.35	28.6	7.07	0.34	475.93

Para una longitud de 4 metros:

Pv	Le	Nmin	Nmax	ΔPd	φ	Nq*	Fr	Pv	Ap	Fre	Cp
8.65	1.5	35.2	116.6	0.65	34	51.43	0.35	9.3	0.79	0.56	54.89

En las siguientes graficas se ven representados los resultados los esfuerzos efectivos (graf. 6.2 y 6.3), así como la grafica 6.4 "diámetro de pila vs capacidad de carga".

#### 4. EMPUJE SOBRE MUROS RIGIDOS PERIMETRALES.

Debido a que la estructura tendrá cinco sótanos y estos se encuentran en contacto con el suelo, los muros perimetrales deberán diseñarse para soportar los empujes provocados por el suelo.

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas del subsuelo, así como las del proyecto, se determinaron las presiones a largo plazo que obraran sobre los muros rígidos perimetrales, siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad considerando los siguientes efectos:

- La presión de la masa del suelo en condición de reposo, obtenida como el producto del peso volumétrico total, por los espesores en que estos se consideran del mismo valor afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo  $K_0$ .

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida de  $1.5 \text{ ton/m}^2$  actuando en la superficie del terreno, para las colindancias con la vía pública,  $4 \text{ ton/m}^2$  para la colindancia con estructuras de dos niveles.
- Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determino una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa deslizante por un coeficiente sísmico de 0.16 (Zona de Lomas).

Una vez calculados los valores de estos tres efectos se superponen, obteniendo la envolvente de presiones horizontales que deberán considerarse en el diseño de los muros.

A continuación se muestran los resultados del calculo de estos empujes:

**Empuje del suelo.**

$$Es = \gamma h K_o$$

Donde:

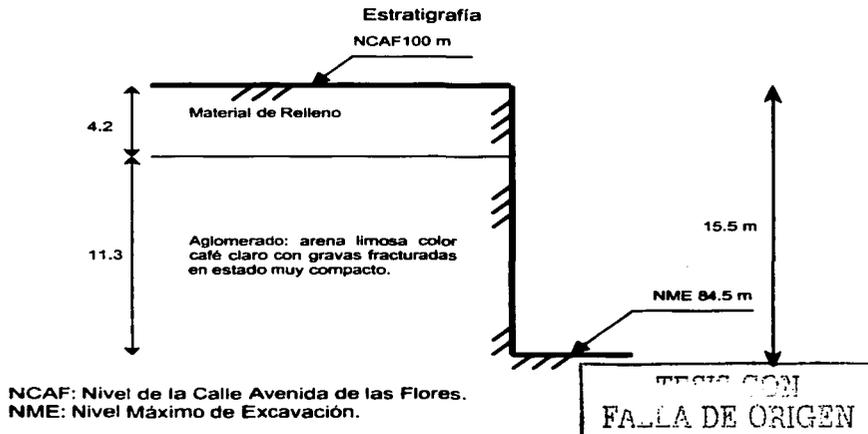
Es = Empuje debido al suelo,  $\text{ton/m}^2$ .

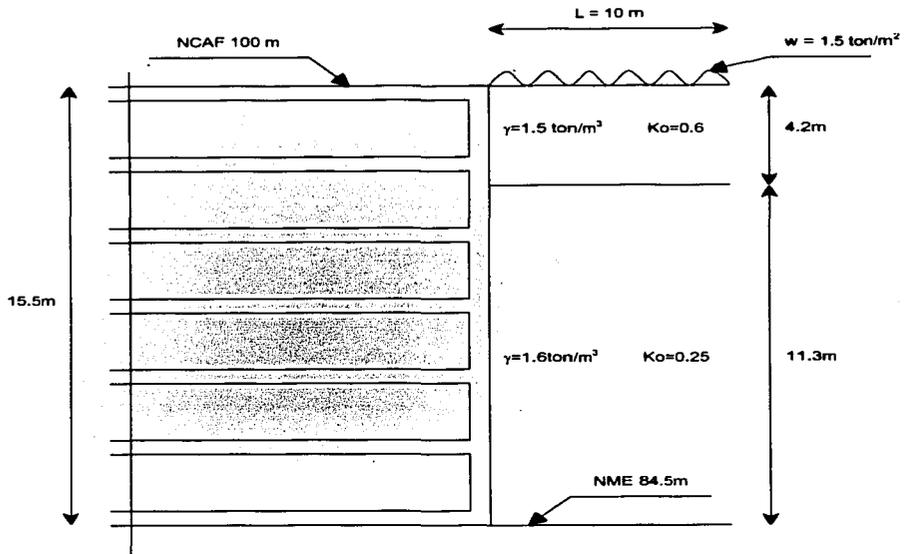
Pv = Presión vertical,  $\text{ton/m}^2$ .

$\gamma$  = Peso volumétrico natural,  $\text{ton/m}^3$

h = Espesor del estrato, m.

Ko = Coeficiente de presión de tierras en reposo.





TRIEIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Relleno	1.5	4.2	0.6	3.78	
Aglomerado	1.6	11.3	0.25	8.3	12.08

ton/m<sup>2</sup>

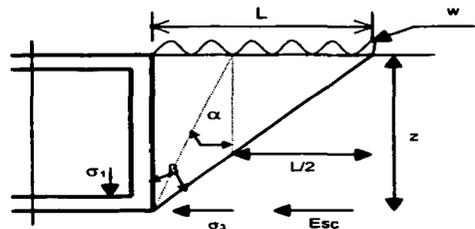
Empuje debido a la sobrecarga.

$$Esc = \sigma_1 \text{Sen}^2 \alpha + \sigma_3 \text{Cos}^2 \alpha$$

$$\sigma_1 = \frac{w}{\pi} (\beta + \text{Sen} \beta)$$

$$\sigma_3 = \frac{w}{\pi} (\beta - \text{Sen} \beta)$$

$$\alpha = \frac{\beta}{2}$$



$$Esc = \frac{w}{\pi} \left[ (\beta + \text{Sen}\beta)\text{Sen}^2 \frac{\beta}{2} + (\beta - \text{Sen}\beta)\text{Cos}^2 \frac{\beta}{2} \right]$$

$$\beta = \tan^{-1} \frac{L}{z}$$

$$L = 10 \text{ m y } w = 1.5 \text{ ton/m}^2.$$

Descripción	ton/m <sup>2</sup>	L m	z (m)	β °	Esc	Esc ton/m <sup>2</sup>
Relleno	1.5	10	0	90	45.0	1.57
Aglomerado	1.5	10	4.2	67.22	33.6	1.17
	1.5	10	11.3	41.51	20.8	0.72
						0.341

**Empuje debido al sismo.**

$$\alpha = 90^\circ - \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad \alpha = 28$$

$$\phi = 34$$

$$H = 15.5 \text{ m}$$

$$x = H \tan \alpha \quad x = 8.24$$

Descripción	ton/m <sup>2</sup>	L m	z (m)	β °	Esc	Esc ton/m <sup>2</sup>
Relleno	4.2	4.2	34	1.5	28	8.24
Aglomerado	15.5	11.3	34	1.6	28	6.01
						29.92
						44.89
						33.95
						54.32
						W = 99.20 ton

$$E = W \frac{Cs}{Q}$$

$$Cs = 0.16$$

$$Q = 3$$

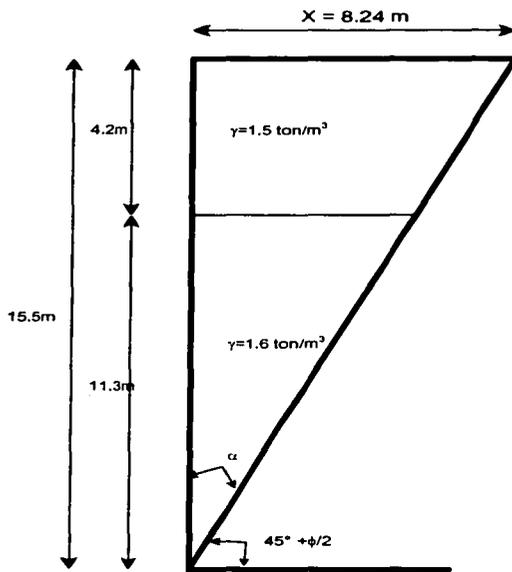
$$E = 5.29$$

Empuje sísmico por metro =

$$Ess = \frac{E}{h}$$

$$Ess = 0.34 \text{ ton/m}^2$$

TECIS CON  
FALLA DE ORIGEN



En la grafica 6.5 se ven reflejados los resultados obtenidos.

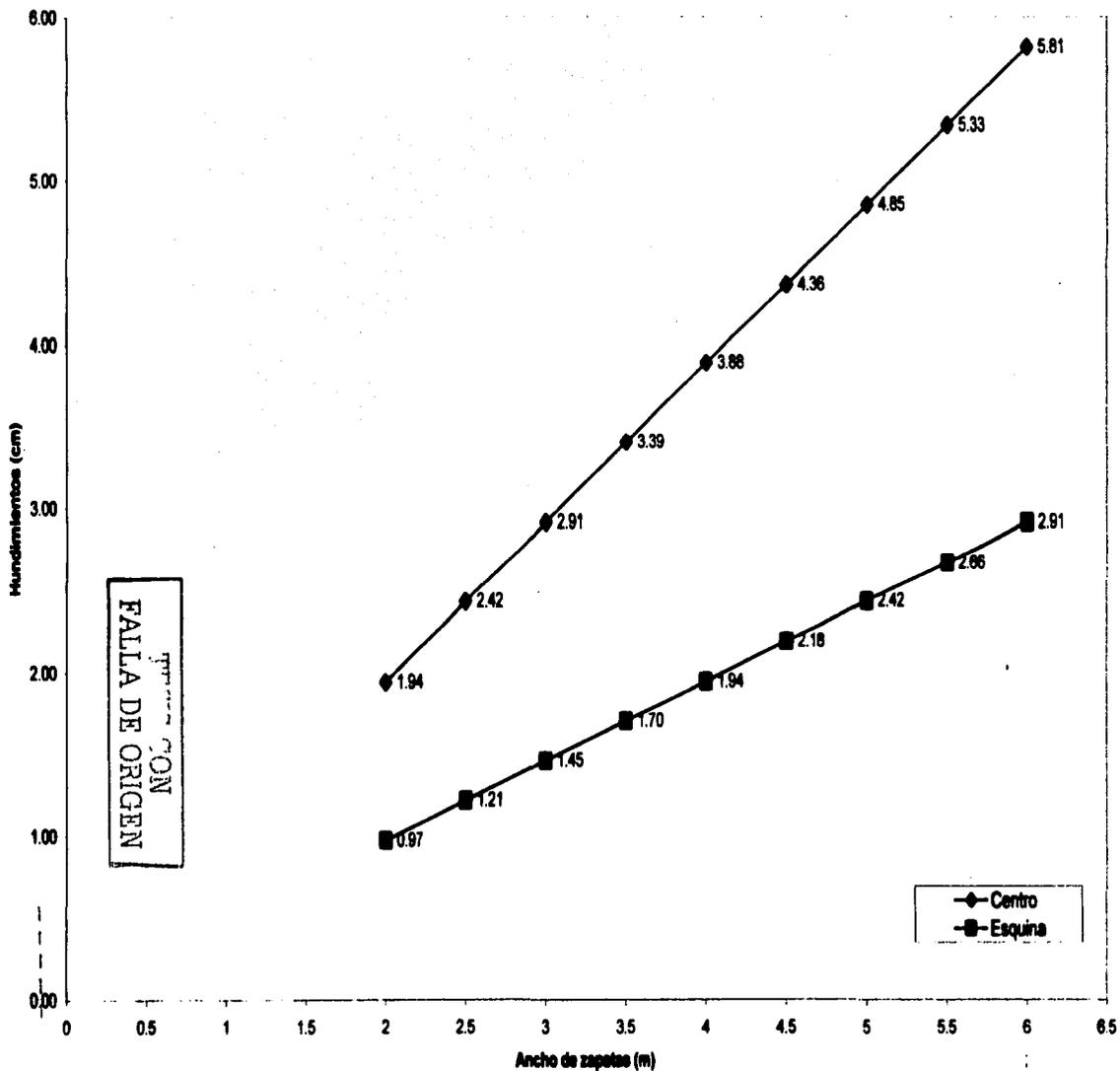
EMPUJE TOTAL

$$E_t = E_s + E_{sc} + E_{ss}$$

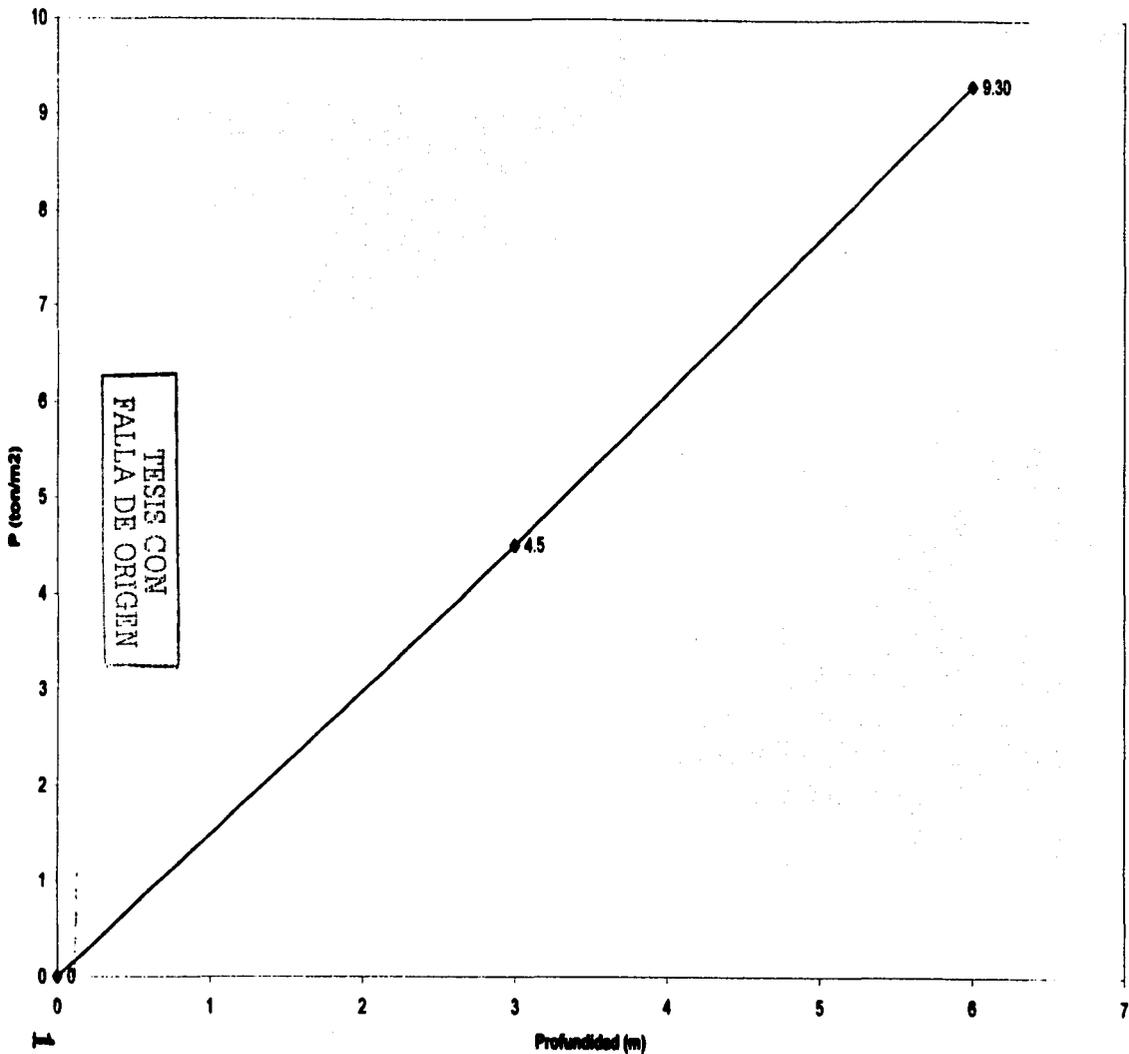
0	0	0.745	0.34	1.09
4.2	3.78	0.554	0.34	8.88
12.2	8.3	0.341	0.34	21.18

$E_s$  = Empuje del suelo.  
 $E_{sc}$  = Empuje debido a la sobrecarga.  
 $E_{ss}$  = Empuje debido al sismo.  
 $E_t$  = Empuje total.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

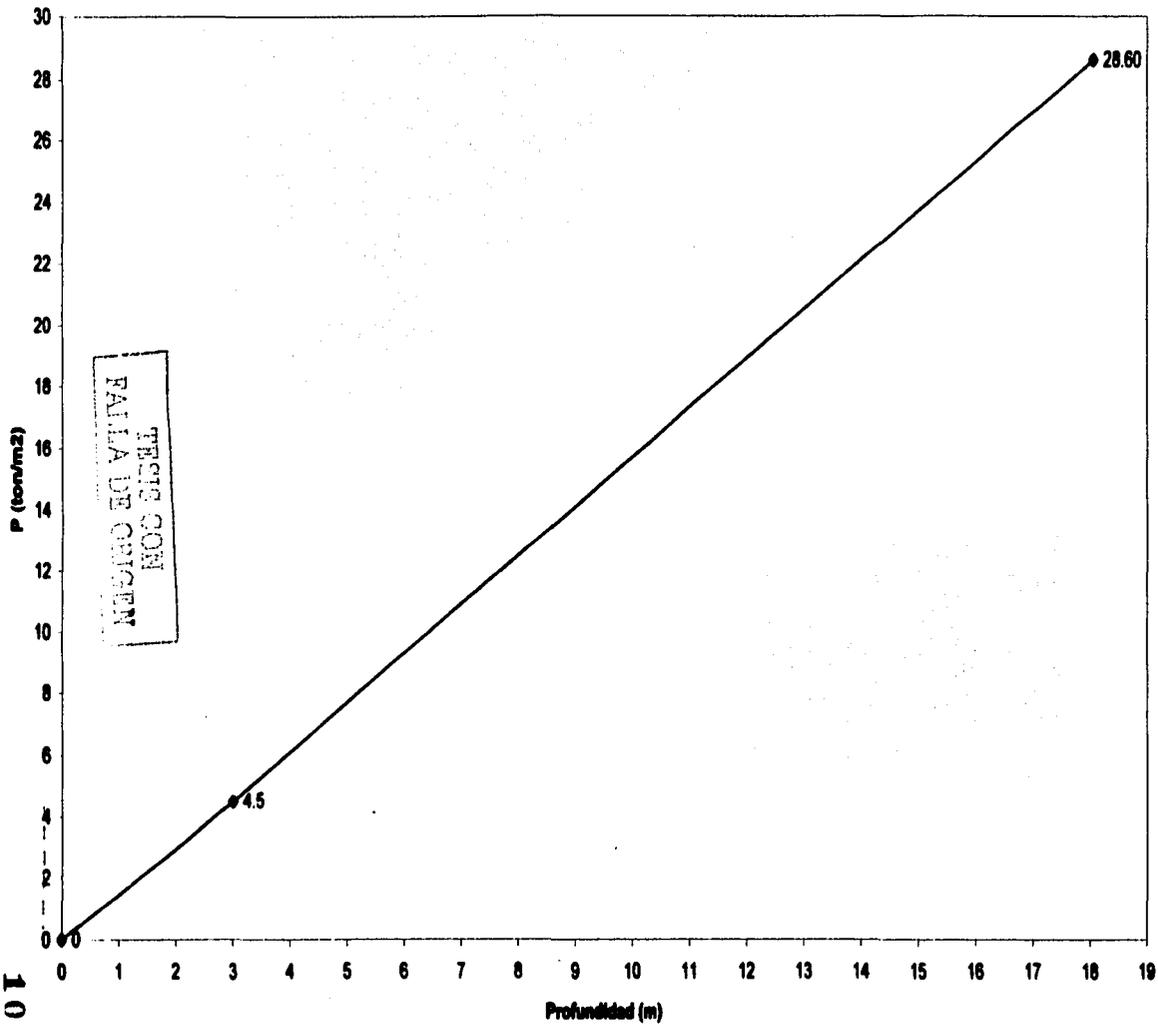


Gráfica 6.1 Asentamientos elásticos para zapatas cuadradas



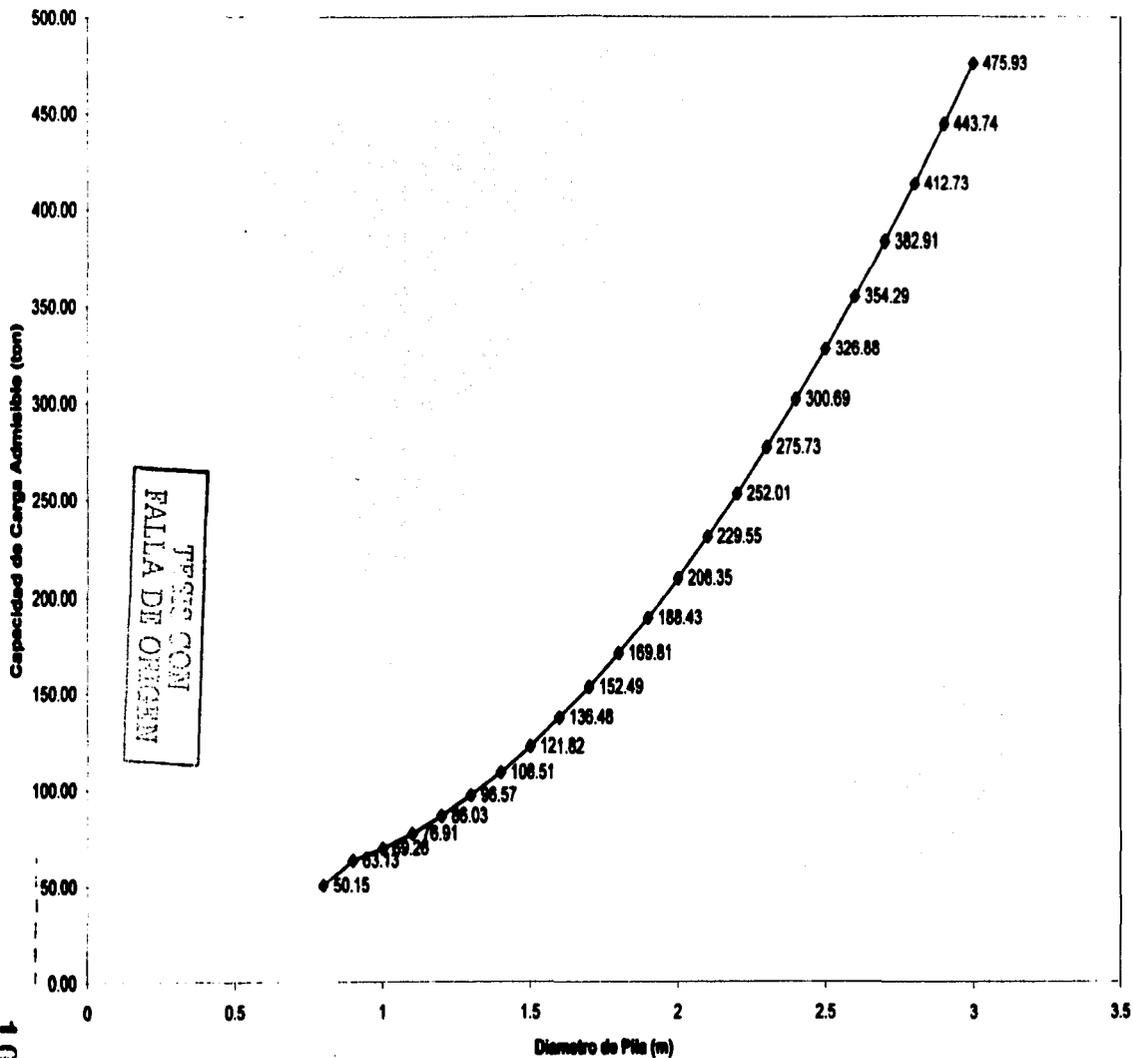
1075

Graf. 6.2 Esfuerzos Efectivos a 6m de profundidad



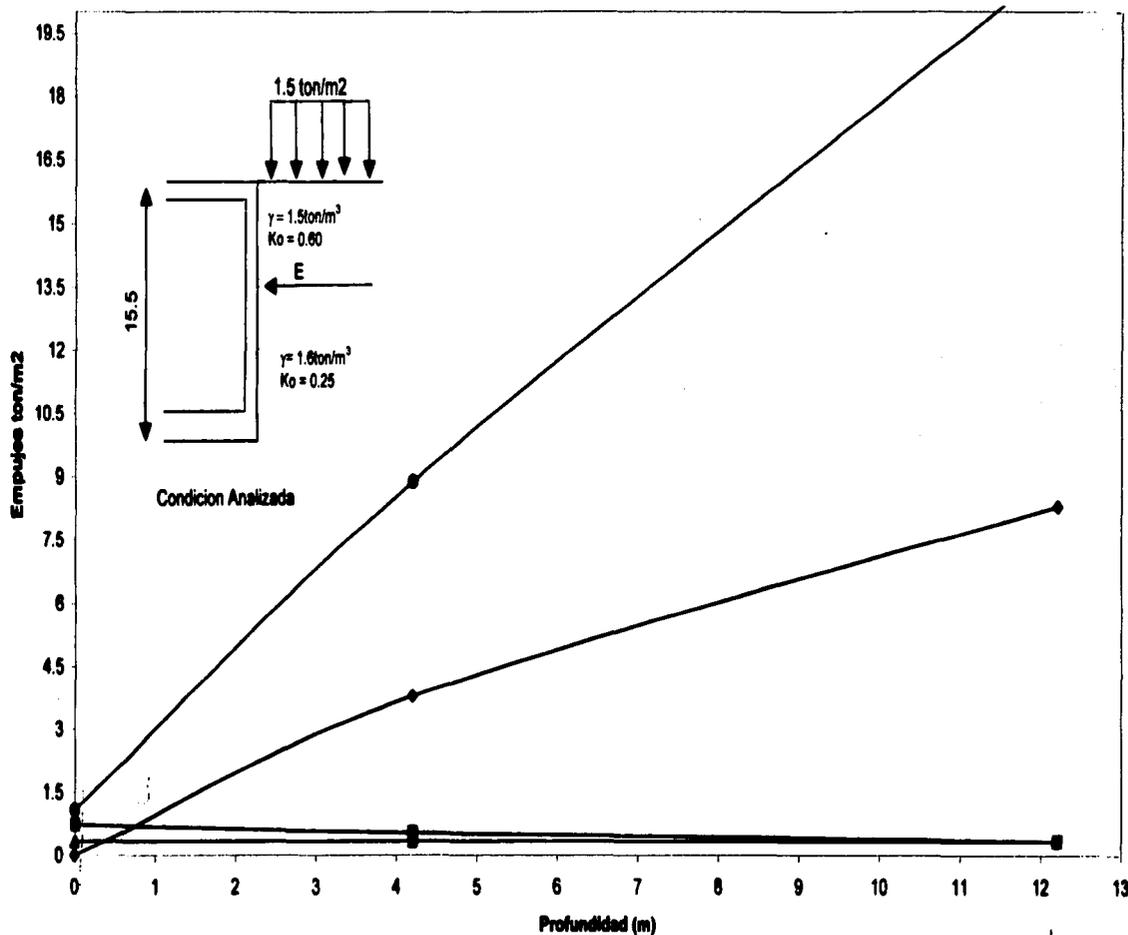
107-C

Graf. 6.3 Esfuerzos efectivos a 18.60m



Graf. 6.4 Diametro vs Capacidad de carga

◆ Es   ■ Esc   ▲ Ess   ● Et



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Graf. 6.5 Empujes sobre Muros Rigos Perimetrales

# Capítulo VII

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**E**n forma general los taludes son cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería. Desde este primer punto de vista los taludes se dividen en naturales (laderas) o artificiales (cortes y terraplenes).

El moderno desarrollo de las actuales vías de comunicación, tales como canales, caminos o ferrocarriles, así como el impulso que la construcción de presas de tierra ha recibido en todo el mundo en los últimos años y el desenvolvimiento de obras de protección contra la acción de ríos, por medio de bordos, etc., han puesto al diseño y construcción de taludes en un plano de importancia ingenieril de primer orden. Tanto por el aspecto de inversión, como por el de consecuencias derivadas de su falla, los taludes constituyen hoy una de las estructuras ingenieriles que exigen mayor cuidado por parte del proyectista.

Es preciso hacer una distinción de importancia. Mientras los problemas teóricos de la estabilidad de los taludes distan de estar resueltos y constituyen un reto para los investigadores de la Mecánica de Suelos, los aspectos prácticos del problema están mejor definidos; hoy se construyen taludes muy importantes con factores de seguridad muy bajos, lo cual es indicativo de que los métodos actuales, si bien poco satisfactorios teóricamente, funcionan bastante bien en la práctica: es más, cuando tales métodos se han aplicado cuidadosamente, tras haber investigado correctamente las propiedades de los suelos, la posibilidad de una falla de consecuencias ha demostrado ser realmente muy pequeña.

### **Tipos y causas de fallas más comunes**

#### **a) Falla por deslizamiento superficial**

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones del suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo; el fenómeno es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud a causa de la falta de presión normal confinante que allí existe. Como una consecuencia, la zona mencionada puede quedar sujeta a un flujo viscoso hacia abajo que, generalmente, se desarrolla con extraordinaria lentitud. El desequilibrio puede producirse por un aumento en las cargas actuantes en la corona del talud, por una disminución en la resistencia del suelo al esfuerzo cortante o, en el caso de laderas naturales, por razones de conformación geológica que escapan a un análisis local detallado. El fenómeno es muy frecuente y peligroso en laderas naturales en este caso, generalmente abarca áreas tan importantes que cualquier solución para estabilizar una estructura alojada en esa zona escapa de los límites de lo económico, no quedando entonces más recurso que un cambio en la localización de la obra de que se trate, que evite la zona en deslizamiento. El fenómeno se pone de manifiesto a los ojos del ingeniero por una serie de efectos notables, tales como inclinación de los árboles, por efecto del arrastre producido por las capas superiores del terreno en que enraizan; inclinación de postes, por la misma razón; movimientos relativos y ruptura de bardas, muros, etc.; acumulación de suelos en las depresiones y valles y falta de los mismos en las zonas altas, y otras señales del mismo tipo.

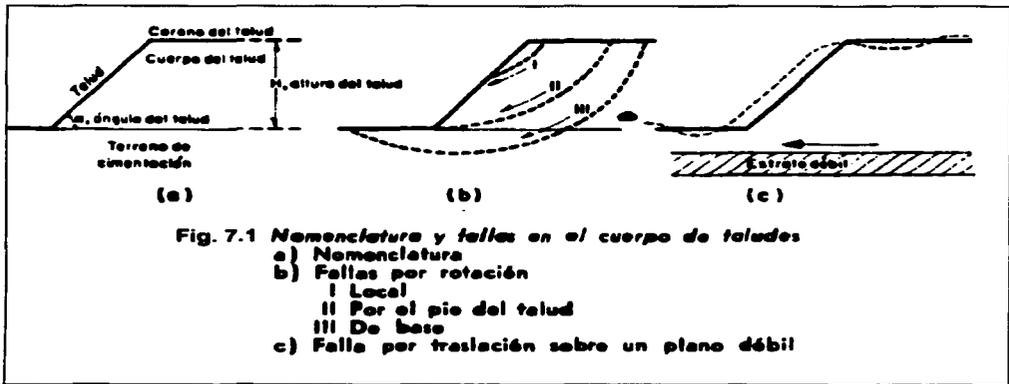
#### **b) Deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes**

En muchas laderas naturales se encuentra en movimiento hacia abajo una costra importante del material; no se trata ya de un mecanismo más o menos superficial, como el que se describe en el inciso anterior, sino de otro producido por un proceso de deformación bajo esfuerzo cortante en partes más profundas, que llega muchas veces a producir una verdadera superficie de falla. Estos movimientos, a veces son tan lentos que pasan inadvertidos, hasta que el ingeniero ha de actuar en la zona, en alguna obra. Si los movimientos se aceleran se puede llegar a producir un deslizamiento de tierras. Parece ser que la mayor parte de este tipo de movimientos están asociados a ciertas estratigrafías favorables a ellos, al mismo tiempo que a flujos estacionales de agua en el interior de la ladera. Un caso frecuente y tal vez el más sencillo es el que aparece en laderas formadas por depósitos de talud sobre otros materiales firmes estratificados, que siguen más o menos la inclinación de la ladera. En estos casos se observan con frecuencia superficies de falla prácticamente planas, que siguen los contactos entre los depósitos de talud y los materiales más resistentes de apoyo.

Este tipo de fallas se presenta en materiales cohesivos, donde las fuerzas gravitacionales, actuando por largo tiempo, producen deformaciones grandes, que llegan a generar la superficie de falla. Una vez generada la superficie, la resistencia disponible a lo largo de ella será la resistencia residual correspondiente a los materiales en contacto.

### c) Falla por movimiento del cuerpo del talud

En contraste con los movimientos superficiales lentos, descritos en el inciso anterior, pueden ocurrir en los taludes movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo. Estos fenómenos reciben comúnmente el nombre de deslizamiento de tierras. Dentro de éstos existen dos tipos claramente diferenciados. En primer lugar, un caso en el cual se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud: esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin error mayor, a una circunferencia. Estas son las fallas llamadas por **rotación**. En segundo lugar, se tienen las fallas que ocurren a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación. Estos planos débiles suelen ser horizontales o muy poco inclinados respecto a la horizontal. Estas son las fallas por **traslación**. Las fallas por rotación pueden presentarse pasando la superficie de falla por el pie del talud, sin interesar el terreno de cimentación o pasando adelante del pie, afectando al terreno en que el talud se apoya (falla de base). Además pueden presentarse las llamadas Fallas locales, que ocurren en el cuerpo del talud, pero interesando zonas relativamente superficiales. En la Fig. 7.1 se presentan estos tipos de fallas, así como la nomenclatura usual en taludes simples.



### d) Flujos

Este tipo de falla consiste en movimientos más o menos rápidos de zonas localizadas de una ladera natural, de manera que el movimiento en si y la distribución aparente de las velocidades y los desplazamientos asemejan el fluid de un líquido viscoso. No existe, en si, una superficie de falla, o ésta se desarrolla en un lapso muy breve al inicio del fenómeno.

Estas fallas pueden ocurrir en cualquier formación no cementada, desde fragmentos de roca, hasta arcillas francas; suceden tanto en materiales secos, como húmedos. Muchos flujos rápidos en materiales secos ocurren asociados a fenómenos de presión de aire, en los que éste juega un papel análogo al del agua en los fenómenos de licuación de suelos. Otros flujos, en suelos muy húmedos, son verdaderos procesos de licuación.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**e) Fallas por erosión**

Estas son también fallas de tipo superficial provocadas por arrastres de viento, agua, etc., en los taludes. El fenómeno es tanto más notorio cuanto más empinadas sean las laderas de los taludes. Una manifestación típica del fenómeno suele ser la aparición de irregularidades en el talud, originalmente uniforme, es e el punto de vista teórico esta falla suele ser imposible de cuantificar detalladamente, pero la experiencia ha proporcionado normas que la atenúan grandemente si se las aplica con cuidado.

**f) Falla por licuación.**

Estas fallas ocurren cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición mas o menos firme a la correspondiente a una suspensión, con pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante, el fenómeno puede ocurrir tanto en arcillas extrasensitivas como en arenas poco compactas.

**Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante**

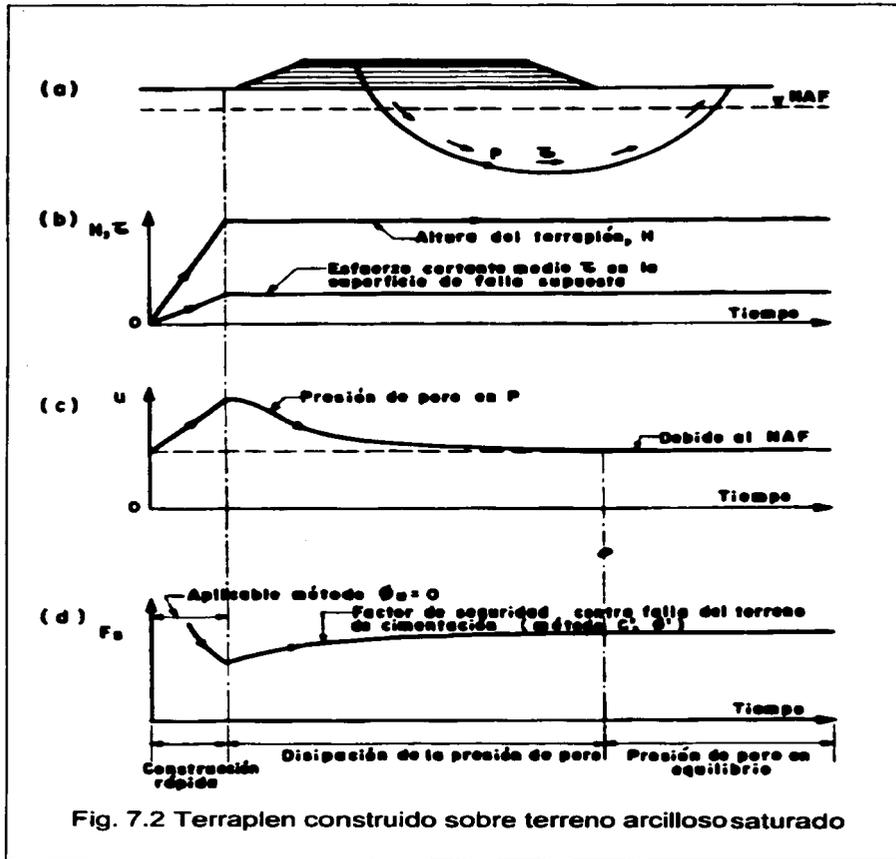
Se analizaran cualitativamente los cambios que pueden tener lugar en las condiciones mecánica de los suelos con los que se construye una cierta estructura, ejemplificando las condiciones a corto y a largo plazo por un terraplén que se construya sobre un terreno arcilloso saturado y blando y por una excavación hecha en el mismo suelo respectivamente (Fig. 7.2).

- a) aparece el terraplén y una supuesta superficie potencial de deslizamiento.
- b) se ha dibujado la variación de la altura del terraplén con el tiempo, así como el cambio del esfuerzo cortante medio en dicha superficie de falla.
- c) de la figura aparece la variación de la presión de poro en un punto  $P$  de la superficie de deslizamientos supuesta;
- d) indica en forma cualitativa cómo vería el factor de seguridad del terraplén contra el deslizamiento, definido, como se verá, como la relación de la resistencia media del suelo, al esfuerzo cortante medio actuante, ambos medidos a lo largo de la superficie de deslizamiento considerada.

Si la construcción se verifica en forma rápida, es decir, en un tiempo durante el cual no ocurre consolidación apreciable del terreno de cimentación, se tendrá un aumento sostenido de la presión de poro durante ese lapso, hasta un máximo al fin del mismo; a partir del fin de la construcción, la presión de poro tenderá a disiparse, tratando de volver al valor original que existía en  $P$

Las condiciones de seguridad contra el deslizamiento (inciso d) empeoran durante el periodo de construcción, pues durante él aumenta el esfuerzo cortante medio actuante (al crecer el terraplén), en tanto que la resistencia potencial media a lo largo de la superficie de falla se mantiene la misma, por considerarse que en el lapso considerado no ha tenido lugar ninguna consolidación apreciable. A partir del fin de la construcción sobreviene la consolidación del suelo bajo el terraplén, aumenta la resistencia y correspondientemente mejoran las condiciones de estabilidad, pues el esfuerzo cortante medio ya no aumenta más.

Se ve así claramente que durante el periodo de construcción, la resistencia a considerar es la correspondiente a una prueba rápida ( $c \neq 0$ ;  $\phi = 0$ ); sin embargo, si se deseara cuantificar la condición final del terraplén debería considerarse el aumento de la resistencia al corte por consolidación, utilizando los parámetros correspondientes a una prueba lenta. En momentos intermedios de la vida del terraplén podrá cuantificarse la condición de estabilidad del mismo, usando una resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla obtenida de la envolvente de esfuerzos efectivos (prueba lenta), entrando en la gráfica  $\tau - \sigma$  con una presión efectiva (abscisa) que sea igual a la presión total dada por el terraplén, menos la presión de poro que exista en el momento que se calcula.



a) Terraplenes construidos sobre arcillas blandas saturadas

Como ya se hizo ver, en este caso la condición inicial, al fin de la construcción, es la crítica, pues cualquier tiempo que pase trae consigo una consolidación adicional del terreno de apoyo, que hace aumentar la resistencia. En tales condiciones habrá de hacerse un análisis que use parámetros de resistencia obtenidos en pruebas rápidas (sin consolidación y sin drenaje) hechas sobre muestras inalteradas representativas. Se obtendrán parámetros del tipo  $c \neq 0 \phi = 0$  y el análisis se hará en términos de esfuerzos totales.

*b) Terraplenes de arcilla parcialmente saturada contruidos sobre terrenos resistentes. Condición al fin de la construcción*

En este caso, los terraplenes se construyen compactando la arcilla con una cierta humedad, que después variará en general, con el paso del tiempo; frecuentemente la humedad tiende a aumentar. En los terraplenes de las vías terrestres, lo común es llegar a una humedad de equilibrio, por abajo aún de la saturación, compatible con las condiciones ambientales y en torno a la que puede haber variaciones estacionales. En los bordos de protección de ríos, presas y otras obras hidráulicas, por el contrario, los cambios de humedad posteriores a la construcción pueden fácilmente incluir la condición de saturación.

En ocasiones interesa conocer las condiciones de estabilidad al fin de la construcción, las cuales son prácticamente comunes para las diferentes clases de estructuras arriba mencionadas. Este tipo de análisis presupone que la construcción ha sido tan rápida que la humedad de compactación de la arcilla no ha sufrido ningún cambio durante ella. En estos casos, la resistencia de la arcilla puede estimarse en el laboratorio compactando una muestra de manera que se dupliquen lo mejor que sea posible las condiciones de campo, utilizando la misma humedad de compactación; en seguida se obtendrá la resistencia efectuando una prueba triaxial rápida, hecha con una presión de cámara similar a la horizontal que sufra el suelo en la obra (estimada) en el punto cuya resistencia se calcula. De esta manera puede pensarse que la falla que se provoca en el espécimen, por aplicación de carga vertical, sin que cambie el contenido de agua, es análoga a la que podría tener lugar en el terraplén, si una vez terminado éste, ocurre un deslizamiento antes de que su humedad pueda llegar a cambiar. Esto lleva a un análisis de estabilidad en base a esfuerzos totales y prueba rápida.

*c) Deslizamiento con superficies de falla preexistentes*

En estos casos se ha de considerar siempre que han ocurrido o están ocurriendo deslizamientos de una masa de suelo con respecto a otra a lo largo de la superficie formada, por lo que la resistencia con que se pueda contar en ese suelo corresponderá a niveles muy altos de deformación previa, es decir, será invariablemente la resistencia residual.

La lista de casos frecuentes en la práctica podría prolongarse aún más; concretamente, las condiciones de flujo establecido y de vaciado rápido, representan circunstancias de trabajo usuales en muchas obras de tierra.

### **Taludes en arenas**

La estabilidad de un talud homogéneo con su suelo de cimentación, construido con un suelo "puramente friccionante", tal como una arena limpia, es una consecuencia de la fricción que se desarrolla entre las partículas constituyentes, por lo cual, para garantizar estabilidad bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna de la arena, que en un material suelto, seco y limpio se acercará mucho al ángulo de reposo. Por lo tanto, la condición límite de estabilidad es, simplemente:

$$\alpha = \phi$$

Sin embargo, si el ángulo  $\alpha$  es muy próximo a  $\phi$ , los granos de arena próximos a la frontera del talud, no sujetos a ningún confinamiento importante, quedarán en una condición próxima a la de deslizamiento incipiente, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por el viento o el agua. Por ello es recomendable que en la práctica  $\alpha$  sea algo menor que  $\phi$ . La experiencia ha demostrado que si se define un factor de seguridad como la relación entre los valores de  $\alpha$  y  $\phi$ , basta que tal factor tenga un valor del orden de 1.1 ó 1.2 para que la erosionabilidad superficial no se excesiva.

**Calculo del Factor de Seguridad para la estabilidad del talud.**

Como ya ha sido indicado, los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación son cohesivo – friccionantes y básicamente no presentan diferencias importantes en su referencia por lo que se tienen condiciones de suelo prácticamente homogéneas. Se realizó el análisis de estabilidad de talud para una excavación de 15.5m de profundidad en la colindancia norte de acuerdo al proyecto del edificio de estacionamiento

Dadas las condiciones del suelo el mecanismo de falla general que tiene mas posibilidad de ocurrir es el deslizamiento rotacional a lo largo de una superficie de falla circular. En este caso se trata de un talud en un suelo que tiene por ley de resistencia al esfuerzo cortante de tipo.

$$S = c + \sigma \tan \phi$$

donde:

S: resistencia al esfuerzo cortante

c: cohesión

$\sigma$ : esfuerzo normal

$\phi$ : ángulo de fricción interna.

Para determinar la inclinación que deberán adoptar los taludes temporales de la excavación que alojara a los sótanos, se efectuó un análisis de estabilidad de taludes, tomando en cuenta para ello que los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación son de tipo cohesivo – friccionante, no presentan diferencias importantes en su resistencia, por lo que el mecanismo de falla general que tiene mas probabilidades de ocurrir es el de rotación a lo largo de una superficie cilíndrica. El análisis se hizo empleando un programa de computadora que aplica el método de Bishop simplificado (se explicara mas adelante).

Para la determinación del factor de seguridad mínimo de un talud, se parte del círculo crítico según las graficas de *Jambu*, modificando su centro y su radio de tal manera que la superficie se desarrolle preferentemente por el segundo estrato (aglomerado), hasta el menor factor de seguridad correspondiente a una superficie potencial de falla.

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H}{c} \tan \phi$$

Donde:

$\gamma$  = peso volumétrico del material.

H = profundidad de excavación.

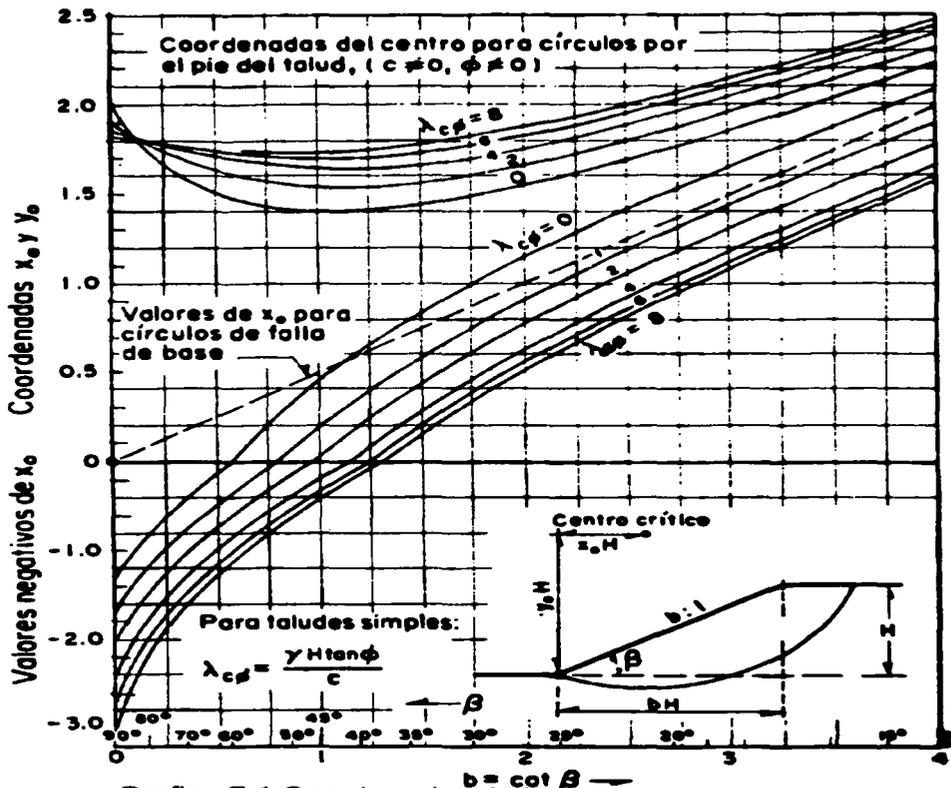
c = Cohesión

$\phi$  = ángulo de fricción.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$\lambda_{c\phi} = \frac{1.6(15.5)}{4} \text{TAN}34 = 4.18$$

Después de haber obtenido el resultado anterior entramos a la Grafica 7.1 para obtener los valores de  $x$  e  $y$ , después de tener esos valores los multiplicamos por la profundidad de la excavación y ajustamos esos valores para que queden en la escala que requerimos, para obtener las coordenadas de el círculo crítico.



Grafica 7.1 Coordenadas de los centros de círculos Críticos por el pie de talud, según Jambu

Y obtenemos las siguientes coordenadas:

$$X = 61.1$$

$$Y = 128.83$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

El método Bishop simplificado o modificado es razonablemente preciso, donde el análisis puede ser simulado en superficie circular de falla. El factor de seguridad esta definido como el radio de los momentos resistentes a los momentos actuantes alrededor del centro del arco de falla. Inicialmente una sección transversal del talud es dibujada detallando los estratos del suelo y la superficie piezométrica. Se utilizan las coordenadas obtenidas anteriormente como centro, para así tener una superficie de falla a analizar. Esa zona de falla se divide en pequeñas secciones, las cuales serán analizadas individualmente por sus características (figura 7.3).

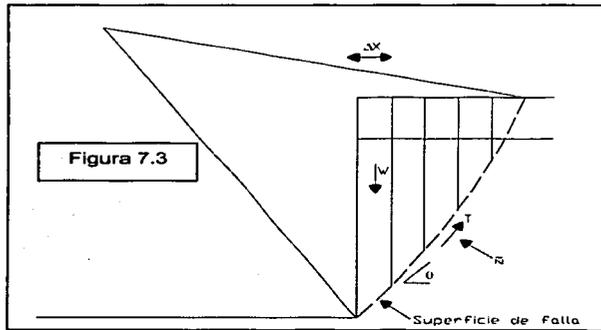


Figura 7.3

Las fuerzas actuantes en cada sección son:

- $\Delta X$  : Ancho de la sección
- $W$  : Peso de la sección
- $T$  : Fuerza actuante a lo largo de la superficie de falla por debajo de la sección.
- $N$  : Fuerza efectiva
- $\theta$  : Inclinación de la superficie de falla.

El factor de seguridad esta dado por la siguiente expresión:

$$F = \frac{\sum (C \Delta X + \bar{N} \tan \phi) \sec \theta}{\frac{F}{\sum W \sin \theta}}$$

Donde:

- $C$  : Cohesión
- $\phi$  : Angulo de Fricción.

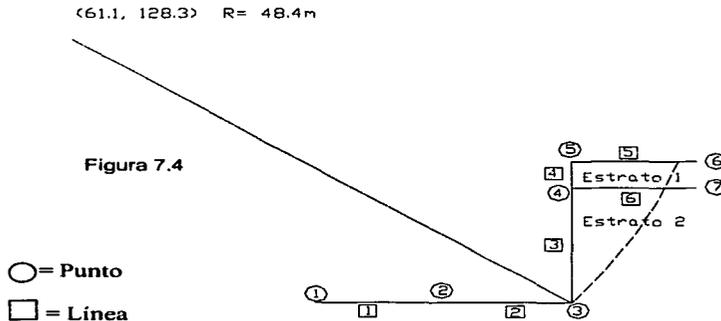
TECC CON  
FALLA DE ORIGEN

Como el factor de seguridad  $F$ , esta en ambos lados de la ecuación. Esto se resuelve por medio de una solución interactiva donde  $F$  es estimada inicialmente y se sustituye hasta que en los cálculos "F calculada" y "F estimada" se aproximan razonablemente.

La ecuación puede ser modificada para manejar dos términos adicionales sumando factores adicionales al termino que define la fuerza actuante. Estos dos términos son el material que esta debajo del N.A.F. y la carga sísmica. Para el material debajo del N.A.F. debemos considerar el peso del agua mas el peso del material mismo. El total de las fuerzas actuantes incrementa o disminuye por el peso del agua ya sea por arriba o por debajo de la superficie de falla del talud. La carga sísmica puede ser manejada por el incremento de las fuerzas actuantes calculadas por cada sección por  $EW \cos \theta$ , donde  $E$  es el factor sísmico. Similarmenete la fuerza resistente es disminuida por un decremento en la fuerza normal debido a la carga sísmica

A continuación se mostrara brevemente el procedimiento que se utilizo en el programa para computadora "Estabilidad de Taludes por el Método Bishop Simplificado":

1. Como se menciona anteriormente primero procedemos a hacer un dibujo a escala detallando puntos, líneas estratos, centro y radio que son los datos que pedirá el programa (Fig. 7.4).



Como se puede observar no tenemos N.A.F. en la profundidad explorada.

2. El programa nos solicitará los siguientes datos:

PUNTO	X	Y
1	20	20
2	100	20
3	100.01	100
4	100.02	112.6
5	100.03	115.5
6	180	115.5
7	180	112.6

TRIS CON  
FALLA DE ORIGEN

LINEA	PTO IZQ	PTO DER	SUELO
1	1	2	2
2	2	3	2
3	3	4	2
4	4	5	1
5	5	6	1
6	4	7	2

SUELO	$\gamma$	c	$\phi$	SATURADO
1	1.5	0	0	1
2	1.6	4	34	1

3. Nos solicitara un centro para trazar la superficie de Falla y utilizamos las coordenadas que encontramos a partir de Jambu y el radio:

$$\lambda_{CP} = \frac{1.6(15.5)}{4} \text{TAN}34 = 4.18$$

Resultados de Grafica 7.1  
 $X_0 = -2.51$   
 $Y_0 = 1.86$

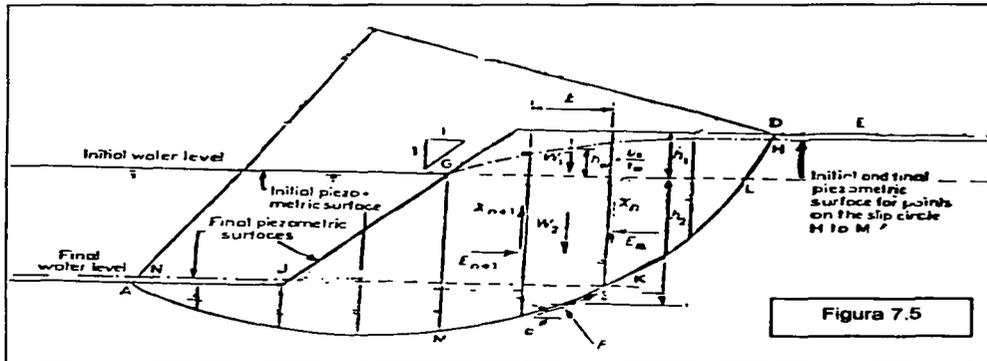
Resultados de Grafica 7.1 por 15.5  
 $X = -38.9$   
 $Y = 28.83$

Ajustamos valores para el centro para efectos de la escala

X	Y
100	100
-38.9	+28.83
61.1	128.83

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

4. La computadora arroja el resultado, teniendo en cuenta estas consideraciones:



Se usa esta simplificación:

$$F = \frac{1}{\sum (W_1 + W_2) \sin \alpha} \sum \left( [c' b + \tan \phi' (W_1 + W_2 - bu_s)] \times \frac{\sec \alpha}{1 + [(\tan \alpha \tan \phi') / F]} \right)$$

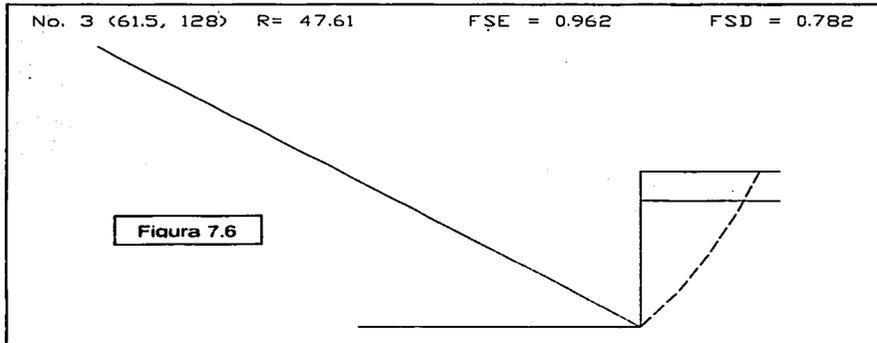
Para el talud mostrado en la Figura 7.6, se analizo una superficie de falla con varios cambios en la posición del centro y de la longitud del radio considerando una excavación a talud vertical sin anclas, observándose en la tabla 7.1 que los factores de seguridad calculados resultan inadmisibles al largo plazo que establece el reglamento, menores al critico en condiciones estáticas y sísmicas por lo que las excavaciones podrán realizarse con una pendiente de 90° y a cielo abierto pero con un sistema de estabilización y protección para evitar fallas por desconchamientos por falta de cementación en el aglomerado areno limoso, que son los mas comunes en estos materiales. Los factores de seguridad inadmisibles con el sistema de anclaje se mostrara en el siguiente capitulo.

**Factores de seguridad sin anclas.**

No	Radio	X	Y	FSE	FSD
1	48.40	61.1	128.8	0.964	0.783
2	48.08	61.5	128.8	1.145	0.783
3	47.61	61.5	128.0	<b>0.962</b>	<b>0.782</b>
4	47.80	62.0	129.0	1.141	1.328
5	47.60	63.0	130.0	0.980	0.792
6	47.50	64.0	131.0	1.065	1.103
7	45.52	64.5	128.5	1.409	1.132
8	45.21	64.5	128.0	1.137	1.012
9	44.80	65.0	128.0	0.976	0.791
10	44.43	65.5	128.0	1.253	0.816
11	44.75	65.5	128.5	1.601	1.004
12	44.36	66.0	128.5	1.062	1.120
13	47.20	62.0	128.0	1.145	1.031
14	48.82	60.0	128.0	1.471	0.869
15	47.43	61.0	127.0	1.758	1.219

Tabla 7.1

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



# Capítulo VIII

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

En el capítulo anterior se hizo mención a que los factores de seguridad (Estático y Dinámico) eran inadmisibles; por esto se recurre al uso de un sistema de anclaje y a continuación se muestran los factores de seguridad utilizando las anclas:

No	Radio	X	Y	FSE	FSD
1	48.40	61.1	128.8	1.561	1.324
2	48.08	61.5	128.8	2.472	2.059
3	47.61	61.5	128.0	1.564	1.330
4	47.80	62.0	129.0	2.440	2.029
5	47.60	63.0	130.0	<b>1.554</b>	<b>1.306</b>
6	47.50	64.0	131.0	2.299	1.704
7	45.52	64.5	128.5	2.384	1.973
8	45.21	64.5	128.0	2.412	2.001
9	44.80	65.0	128.0	1.556	1.310
10	44.43	65.5	128.0	2.381	1.761
11	44.75	65.5	128.5	2.359	1.947
12	44.36	66.0	128.5	2.347	1.934
13	47.20	62.0	128.0	2.499	2.086
14	48.82	60.0	128.0	2.584	2.168
15	47.43	61.0	127.0	2.621	2.202

Como se puede notar los factores de seguridad son admisibles según el reglamento de construcción.

A continuación se muestra el cálculo de las longitudes de las anclas:

$$P_u = 30 \text{ ton}$$

$$c = 8 \text{ ton/m}^2 \quad c' = 5.33 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi = 34^\circ \quad \phi' = 22.44^\circ$$

$$D = 0.1 \text{ m}$$

$$P_i = 2 \text{ kg/cm}^2 \quad F_R = 0.7$$

$$L_A = \frac{30}{[(5.33 + 20 \tan 22.44)0.1\pi]0.7}$$

$$L_A = 10.03 \text{ m}$$

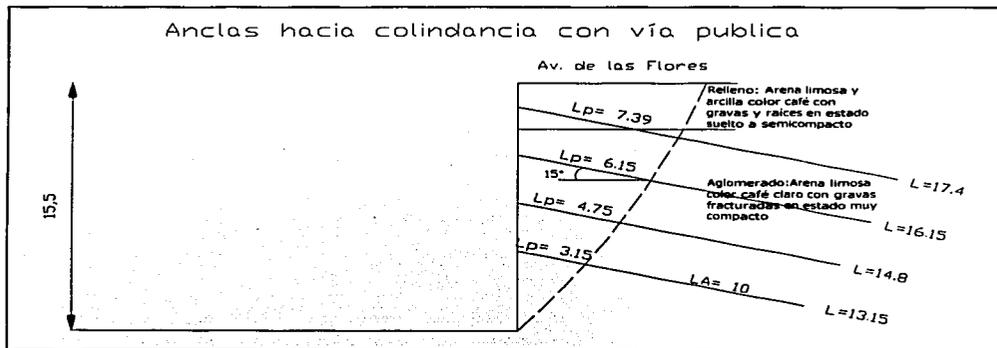
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

El sistema de protección y estabilización de taludes consistirá en una capa de 5 cm de concreto lanzado reforzada con malla electrosoldada 6x6-6/6 y 4 niveles de anclas post-tensadas definitivas con longitudes entre 17.8 y 13.15 metros. Todas las anclas se conformaran por anclas de varilla de 1½" de diámetro, deberán estar protegidas contra corrosión ( Fig. 8.9); el diámetro de la perforación será de 4" con una inclinación descendente de 15° y una presión de inyección de 2 kg/cm². La tabla 8.1 se describe el sistema de anclaje. La malla electrosoldada se fijara al talud mediante grapas basado en varillas del No. 3 y 30 cm de longitud que se distribuirán en una reticula de 1.5x1.5 m. Esto es indispensable, ya que el aglomerado areno-limoso con poca cementación podría desconcharse a corto y largo plazo al quitarle confinamiento horizontal. El espaciamiento horizontal de las anclas será de 3 m y la profundidad esta medida a partir de nivel de banquetta.

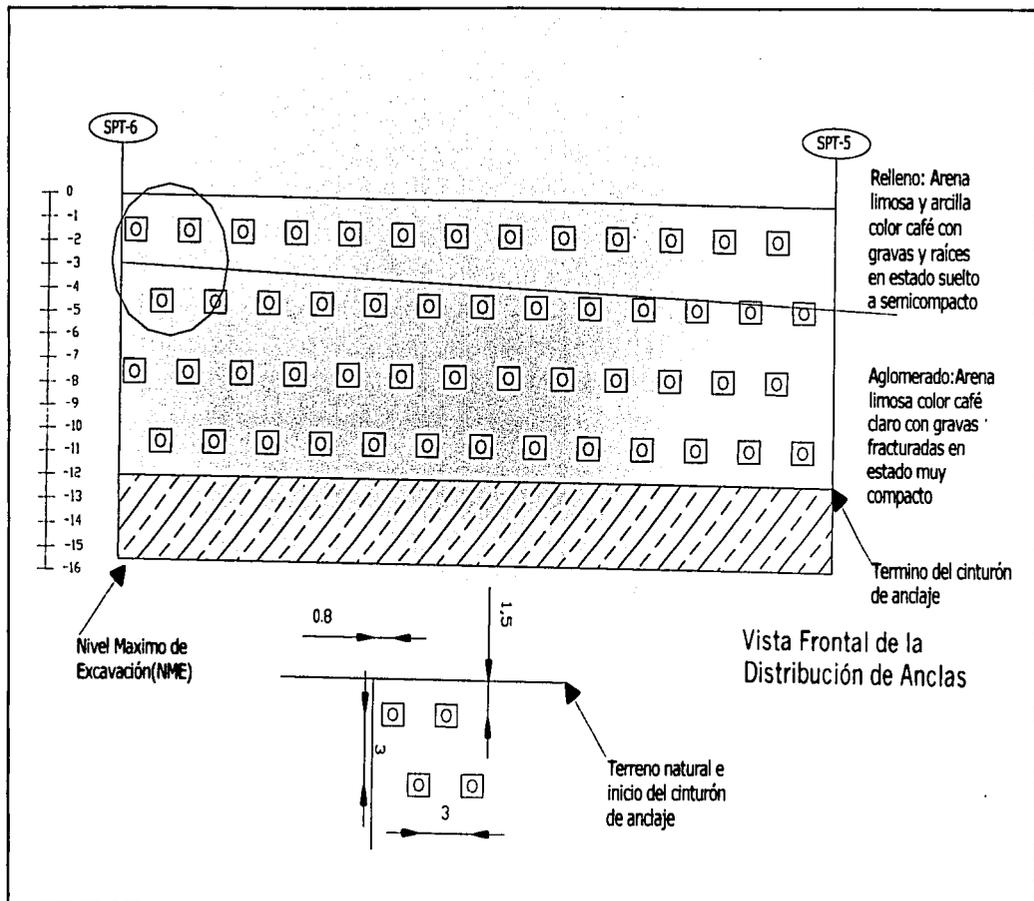
Nivel	Profundidad (m)	Longitud total (m)	Longitud libre de anclaje (m)	Post-tensado (ton)	No de anclas
1	1.5	17.40	7.4	30	1
2	4.5	16.15	6.15	30	1
3	7.5	14.80	4.75	30	1
4	10.5	13.15	3.15	30	1

Tabla 8.1

Así mismo, se requerirá la construcción de contra cunetas en la corona de los taludes en caso de que los trabajos se realicen en temporada de lluvias, para canalizar adecuadamente el agua que se infiltra en esta zona y así evitar la pérdida de resistencia de los materiales. Además deberán instalarse lloraderos de tubo de PVC 1 ½" de 0.60 metros de longitud, a cada 3m en arreglo tres bolillo o donde se detecten humedades.



TRIS CON  
FALLA DE ORIGEN



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Los primeros informes del empleo de anclajes en suelos para proveer el apoyo lateral a una excavación vertical tiene fecha de 1958, cuando Bauer inyecta una lechada en una barra en un denso aluvial para una excavación en Alemania.

Desde esta fecha hasta nuestros días se ha presentado un aumento en el uso de anclajes en todo el mundo, y millones de anclajes en suelos se han instalado tocando desde barras de pocas toneladas de capacidad en el refuerzo de suelo a anclajes presforzados de varias decenas de toneladas para proveer restricción lateral a excavaciones profundas e inclinaciones naturales inestables.

Hoy en día, los anclajes pueden ser empleados para resolver problemas involucrando tensión directa, deslizamiento, volcadura, carga dinámica, presfuerzos al terreno, y la gama de aplicaciones incluye retener muros, los muelles secos y caminos de pavimentos sujetos a fuerza hidrostática que ejercen fuerzas de supresión, edificios altos, el pilote de prueba, el tubo de ademe, estabilización de taludes inclinados etc. Esta amplia gama de aplicaciones que involucre una variedad de disciplinas en el diseño, quizás explica por que el uso y desarrollo de anclaje ha sido tan dramático sobre el paso de los últimos años.

En este capítulo se definen los diferentes tipos de anclas empleadas y las especificaciones para su correcta instalación.

## Descripción

### Tipos de anclas y su funcionalidad.

Un anclaje en suelos se considera que sea una instalación que sea capaz de transmitir una carga tensora aplicada a una carga que sostiene el estrato de suelo. La instalación consiste básicamente de una cabeza de ancla, la longitud libre de ancla y la longitud de ancla activa o fija (Figura 8.1). El termino de ancla se usa exclusivamente para denotar un componente por ejemplo cabeza de ancla y longitud libre de ancla.

Existen diversos tipos de anclaje ya que presentan modalidades que las caracterizan por la tecnología en especial de cada tipo, dentro de las cuales tenemos anclas pre-esforzadas y post-tensadas.

En términos generales las anclas se clasifican en dos grandes grupos que son: anclas de fricción o de sostenimiento rápido y ancla de tensión o sostenimiento puntual.

Dos son las funciones que desempeña el anclaje:

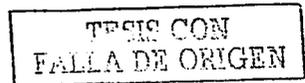
- Proporcionar resistencia al corte y a la tensión que la formación no posee.
- Soportar en forma directa el peso de parte de la formación al tender a separarse de la misma.

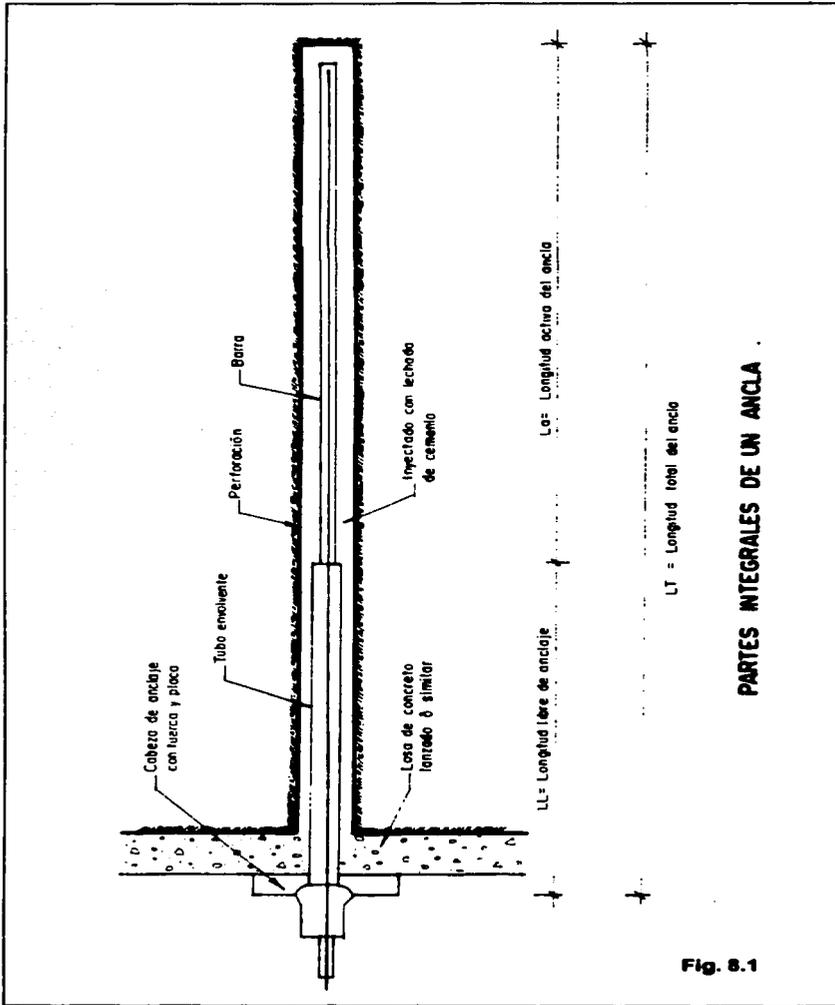
### Funcionalidad de las anclas.

#### A) Anclas de Tensión.

Ayudan a incrementar el esfuerzo normal en las discontinuidades de la formación, aumentando en consecuencia su resistencia al corte en estas superficies. Esta función es importante principalmente durante la excavación de obras subterráneas, donde masas incompetentes e inestables se pueden estabilizar por medio de anclas. Otra contribución es proporcionar capacidad de tensión en el sentido en el que se presentan los desplazamientos de los fragmentos o bloques inestables.

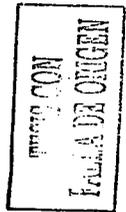
En el caso de taludes en los que se generan esfuerzos de tensión y existe la tendencia de separación de los bloques, este tipo de anclas es de gran utilidad.





**PARTES INTEGRALES DE UN ANCLA**

**Fig. 8.1**



El proceso de colocación de este tipo de anclas consiste a grandes rasgos en efectuar un barreno con la longitud y orientación requerida según el refuerzo que se pretende dar a la formación; posteriormente se introduce el ancla y se accione el dispositivo de anclaje (expansor mecánico, cuña, bulbo de anclaje mediante algún cementante etc. ) llevando a cabo lo anterior se coloca la placa de apoyo en la boca del barreno y se tensiona el ancla mediante la aplicación del par que le transmite la tensión solicitada. En la figura 8.2 se presenta el funcionamiento de las anclas de tensión.

#### B) Anclas de Fricción.

La función de las anclas de fricción es similar a de las barras de acero de refuerzo en el concreto armado, soportar los esfuerzos de tensión que los materiales de la formación inestable no pueden absorber

La instalación de este tipo de anclas es similar al de las anclas de tensión, solo que en este caso puede o no requerirse el elemento de sujeción en la parte interior, además de que en todo el espacio anular existente entre las paredes de la barrenación y la barra de acero se inyecta algún cementante (Lechada de cemento. Mortero o Resina) con los que se producen esfuerzos de adherencia a lo largo de toda el ancla tanto entre esta y la solución cementante como entre el mismo cementante y las paredes de la barrenación.

Se ha podido comprobar que los resultados obtenidos de la utilización de las anclas de fricción en suelos es satisfactorio. En la figura 8.3 se indica el funcionamiento de las anclas de fricción

En algunas ocasiones estas anclas constan de un expansor con el fin de fijar y centrar el ancla en la barrenación. Por lo que se produce una conjunción de los dos tipos de anclas al generarse esfuerzos de tensión por la presencia de los expansores y esfuerzos de adherencia propios del funcionamiento de un ancla de fricción.

Para el buen funcionamiento de estas anclas es muy importante que la inyección (Lechada de cemento, mortero o resina) se realice en base a especificaciones y recomendaciones que se establezcan para su colocación pues la inyección resulta fundamental en este tipo de anclas.

Se hace hincapié en este aspecto porque se presentan dos situaciones que se deben tomar muy en cuenta que son la adherencia de la mezcla de inyección y el ancla y la adherencia de la misma con el material de la formación a reforzar. Es importante que se logre la adherencia de la mezcla de inyección con los materiales en contacto y a todo lo largo del ancla, pues de lo contrario se presentan fallas y el ancla no trabajara adecuadamente.

#### Partes integrales de un ancla.

Las partes que en forma general integran todas las anclas son las siguientes:

- Cabeza de ancla o elemento de apoyo.
- Longitud activa de ancla, punto de apoyo o elemento de anclaje.
- Tendón, barra o fuste.

Mismas que se muestran en la figura 8.1

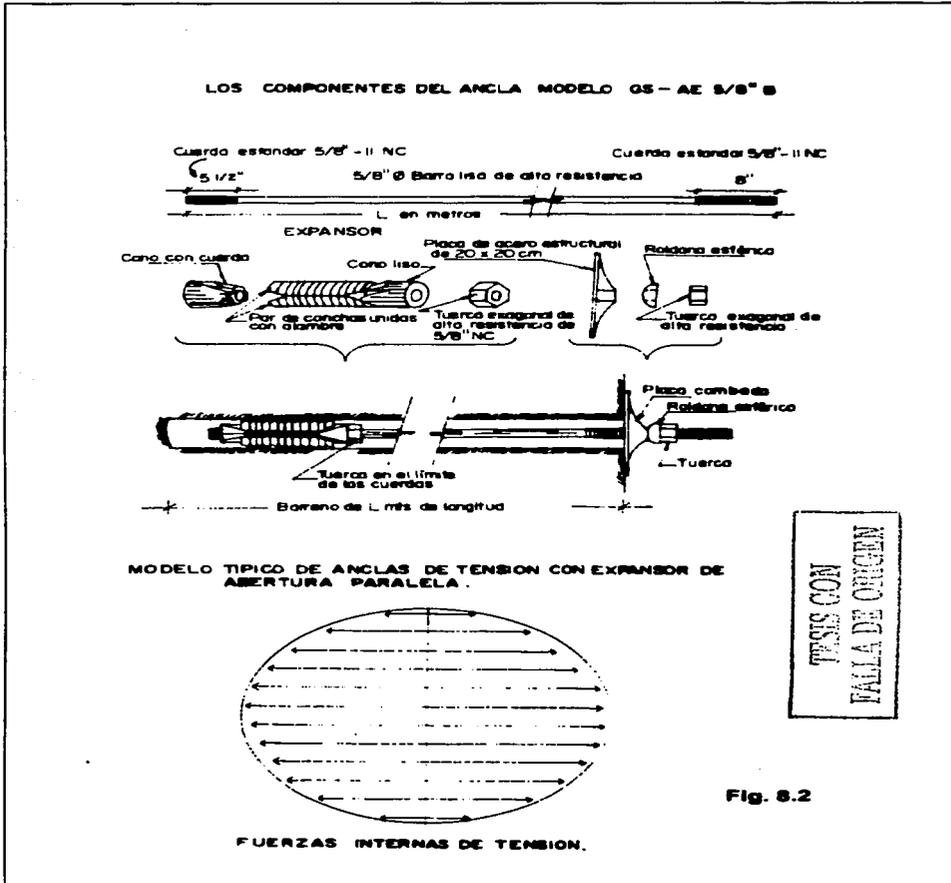
Las anteriores son partes principales de un ancla, sin embargo, es importante aclarar que para cada tipo de ancla las empresas fabricantes les asignan diferentes denominaciones a las mismas, así como diversas variantes.

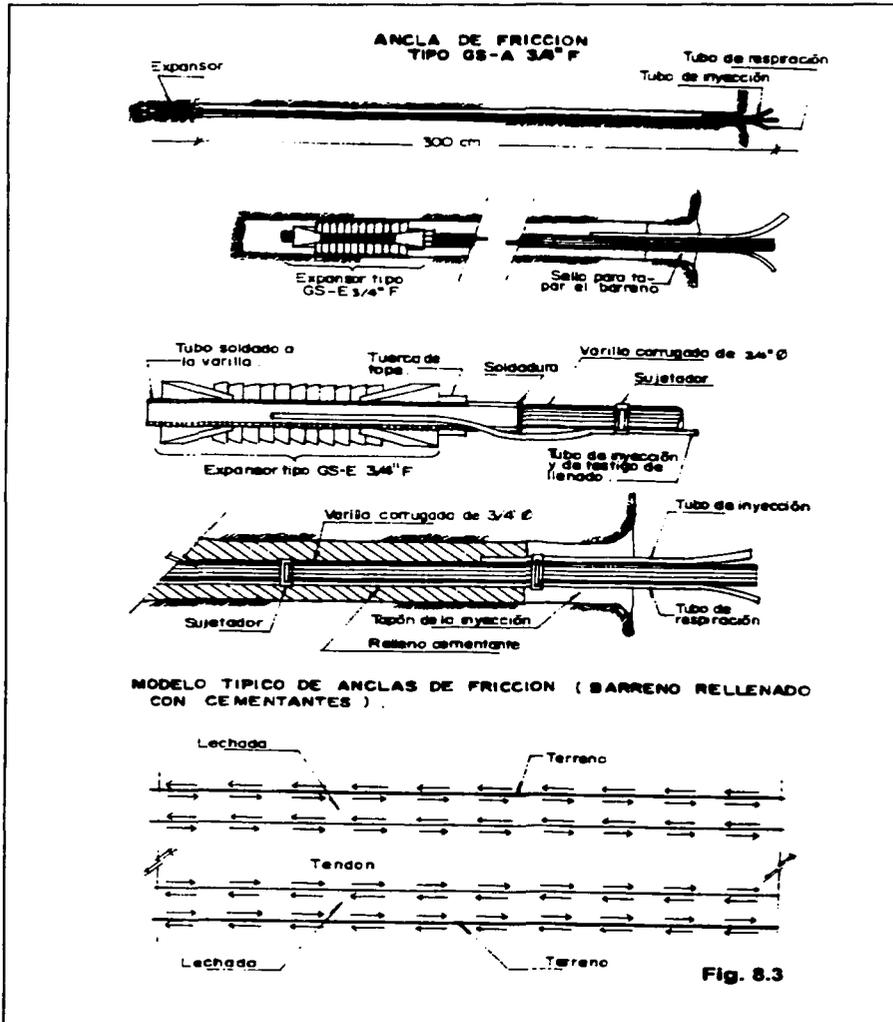
La cabeza de ancla es el componente de un anclaje de suelo que es capaz de transmitir la carga tensora desde el tendón a la superficie del terreno o la estructura que requiere apoyo.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

La longitud activa o fija de anclaje es la longitud diseñada de anclaje sobre la cual la carga tensora es capaz de ser transmitida al suelo circundante

Un tendón que comúnmente consiste de barra de acero, torones en forma individual o en grupos, es la parte de un anclaje que es capaz de transmitir la carga tensora desde la ancla fija a la cabeza de ancla.





**TIPO CON  
PALLA DE ORIGEN**

### Ventajas y restricciones de las anclas.

Las restricciones propias de las anclas dependen de los materiales que los constituyen, mecanismos de acción, características del material donde se instalan ya sea suelo a roca, sitios de colocación o ubicación, etc.

Así pues, las anclas que están formadas por una varilla corrugada de acero, tuerca y una placa como reten y que se utilizan el mortero como elemento de sujeción a lo largo del ancla, resultan ser sencillas y económicas pero su principal restricción es que no se pueden tensar antes de que se presenten deformaciones importantes en el suelo.

El ancla ranurada con cuña es también sencilla y económica y en roca dura proporciona un anclaje excelente y permite el tensado inmediato del ancla; la restricción de este tipo de anclas se debe a que el área donde se presenta la expansión del ancla es muy reducida, pudiendo provocar una trituración local de la misma cuando la resistencia de la roca inalterada es menor de unos 105 kg/cm<sup>2</sup>, con el deslizamiento consecuente del ancla.

Las anclas con expansor poseen numerosas ventajas entre las que se encuentran el que se pueden tensar inmediatamente después de su instalación e inyectarse posteriormente cuando los movimientos hayan cesado. Es un anclaje muy seguro en roca y se pueden lograr cargas de anclaje muy elevadas.

Más que restricción posee desventajas con respecto a otras anclas por su elevado costo y requiere de mano de obra especializada para su colocación así como un determinado mantenimiento.

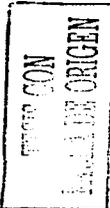
Las anclas de tensión cuyo apoyo se logra a través de la misma mediante mortero, representa un sistema económico con buenas perspectivas de anclaje en muchos tipos de roca, sin embargo su resistencia se debe a que no es posible tensarlas antes de la inyección sino que una vez que halla fraguado. La rigidez del ancla como de la placa puede ser pequeña para algunas aplicaciones.

Las anclas tensadas y fijadas con resina tienen grandes ventajas como son:

Alta resistencia en roca de mala calidad y si se eligen los tiempos de fraguado adecuados, en una sola operación se obtiene un sistema de anclaje totalmente inyectado; pese a las numerosas ventajas que presentan estas anclas, presenta desventajas que en algunos casos podrían ser significativas como son un elevado costo y el limitado tiempo de almacenamiento de resina y sobre todo en climas calientes.

El uso de las anclas en general representan numerosas ventajas ( con respecto a los demás métodos para estabilizar taludes ) entre las cuales se tienen:

- Sirven para incrementar la capacidad de soporte natural de los suelos.
- Pueden emplearse en combinación con estructuras convencionales de ademe como lo son muros de concreto, retículas de acero y madera, el concreto lanzado, mallas de alambre, etc.
- Aceleran el avance de los trabajos dada la rapidez y facilidad de instalación.
- Proporcionan una economía que en algunos casos representa hasta el 50% en costo y tiempo, comparado con otros sistemas de soporte.
- Mediante una sencilla instrumentación puede controlarse el correcto funcionamiento del sistema.



## **Materiales componentes**

### **Lechadas de cemento.**

Todo el cemento Portland hidráulico convencional, específicamente ordinario, de endurecimiento rápido, resistente a sulfatos y calor bajo, son aceptables, pero para evitar la corrosión del tendón de acero, el contenido total de cloruro de la lechada derivado desde todas las fuentes no deberá exceder 0.1% por el peso de cemento.

Para asegurar que la lechada de cemento tenga un buen trabajo al esfuerzo cortante, la mezcla deberá lograr un esfuerzo de compresión no menor de 100 Kg/cm<sup>2</sup> a los siete días de edad. La salida de lechada que afianza el tendón no deberá generalmente exceder 2% de volumen 3 horas después de mezclado. Pueden permitirse valores más altos en el caso de terreno permeable donde la salida de agua se filtra desde la lechada durante la inyección bajo la presión. Dado estas consideraciones de diseño la relación agua-cemento típicamente oscile desde 0.4 a 0.7 para anclajes en suelo.

### **Tendón.**

Los tendones comúnmente consisten de barra de acero, alambre trenzado singularmente o en grupo (torones). Bajo circunstancias normales de trabajo las cargas no deberán exceder 62.5% y 50% del esfuerzo característico del tendón para trabajos temporales y permanentes, respectivamente

### **Cabeza de ancla.**

La cabeza del ancla normalmente consiste de una cabeza anclada en que el tendón se ancla y una placa portadora por la que la fuerza de tensión se transfiere a la estructura o a la excavación.

La tensión de la cabeza deberá diseñarse para permitir que el tendón al ser tensado y anclado a cualquier fuerza hasta el 80% de la fuerza característica del tendón, deberá permitir ajuste de la fuerza arriba y abajo durante la fase inicial de tensado. La verificación de requerimientos durante el servicio dictaran la necesidad de uso normal, re-tensable o cabeza des-tensionable. La tensión de la cabeza deberá permitir también una desviación angular de  $\pm 5^\circ$  desde la posición axial del tendón sin tener una influencia adversa sobre la carga definitiva que lleve la capacidad de la cabeza del ancla.

### **Protección contra la corrosión.**

De miles de anclajes que se han instalado en el terreno alrededor del mundo, se han registrado casos en la historia de fallas que se han presentado por la corrosión del tendón, algunos que se protegieron únicamente por la cubierta de lechada de cemento. Invariablemente la corrosión se ha localizado y han ocurrido fallas después de haber servido únicamente unas semanas a muchos años. Como una consecuencia, se trata de que todos los anclajes permanentes y los anclajes temporales expuestos a las condiciones agresivas deberán protegerse, el grado de protección depende primordialmente de factores tales como las consecuencias de falla, agresividad del medio ambiente y costo de protección.

El objeto de diseñar contra la corrosión está en asegurar que durante la vida de diseño del anclaje de suelo, la probabilidad de ocurrir la corrosión inaceptable sea mínima. Los diversos grados de protección son posibles; y por resistencia a la corrosión, el anclaje deberá tener una protección total; y una protección parcial del tendón puede únicamente inducir a una corrosión más severa sobre la parte protegida.

La elección de la clase de protección ( ver tabla 8.2 ) deberá ser responsabilidad del diseñador. Por definición la protección única implica que una barrera física contra la corrosión se provee para el tendón con anterioridad a la instalación. La protección doble implica el abastecimiento de dos barreras donde el propósito de la exterior, segunda barrera, está en proteger la barrera interior contra la posibilidad de daño durante la colocación y la manipulación del tendón.

Categoría de Anclaje	Clase de Protección
Temporales.	Temporal sin protección
	Temporal con protección simple
	Temporal con doble protección.
Permanentes	Permanente con protección simple
	Permanente con doble protección.

Tabla 8.2

### Principios de protección.

Los sistemas protectores deberán colocarse para excluir una atmósfera gaseosa alrededor del metal protegiéndolo totalmente y juntándolo dentro de una funda o cobertura impenetrable.

La inyección de lechada in situ para afianzar el tendón al suelo no constituye una parte de un sistema protector porque la calidad y la integridad de la lechada no puede asegurarse. Además, materiales de fluido que llegan a ser quebradizos al endurecer y presentan una ruptura en su estructura por las diferentes mezclas, la iniciación de la ruptura depende de la ductilidad y fortaleza tensora.

Los materiales no - endurecedores de fluido tales como grasas también tienen limitaciones como medios de protección contra la corrosión. Las razones incluyen:

- I. Al intemperie los fluidos son susceptibles a secarse, esto es acompañado comúnmente por la merma y el cambio en propiedades químicas
- II. Los fluidos son confiables a la filtración si el daño tenue es mantenido por sus fundas de contención.
- III. Los fluidos no presentan virtualmente ninguna fuerza cortante, fácilmente son desplazados y quitados del metal al cual protegen.
- IV. Parejo en condiciones ideales su estabilidad química a largo plazo, por ejemplo la susceptibilidad a la oxidación, no es conocida con certeza.

Estos aspectos requieren que los materiales no - endurecedores sean por si mismos protegidos o contenidos por una muestra de humedad, la forma robusta de envainar, que por si mismo debe ser resistente a la corrosión.

No obstante, fluidos no - endurecedores tal como grasas cumple su papel en el sistema de protección de corrosión, en aquellos actos como un relleno para excluir la atmósfera forman la superficie de un tendón de acero, crea el correcto medio ambiente electroquímico y reduce la fricción en la longitud libre del ancla. Mientras que una capa de grasa no es considerada aceptable como una barrera protectora en la cabeza de ancla, donde la grasa puede reemplazarse o rellenarse.

Al hacer uso de una sección metálica para el tendón, con la área sacrificante en lugar de barreras físicas, ninguna da protección efectiva, como la corrosión es rara vez uniforme y en la mayoría de las veces se extiende rápidamente y preferentemente en irregularidades localizadas en la superficie o en fisuras. Los metales no - corroibles pueden usarse para componentes de anclaje, sujeto a averiguaciones de su comportamiento electroquímico de otros similares componentes, y características de corrosión de tensión en ambientes apropiados.

### Sistemas protectores.

Hay una gran variedad de coberturas o revestimientos protectores. Los principios de protección son los mismos para todas las partes del anclaje, pero diferentes detalles en el tratamiento son necesarios para la longitud activa del tendón, longitud libre del tendón y cabeza del ancla.

En la protección de la longitud libre se logra generalmente ser ambos inyección de fluidos solidificantes para adjuntar el tendón o por revestimiento pre-aplicados, o por combinación de ambos, dependiendo de circunstancias. El sistema protector deberá permitir razonablemente inhabilitar la extensión del tendón durante el tensado. Los tendones engrasados y envainados son una solución popular en tales circunstancias (ver figuras 8.4 y 8.5).

La longitud activa requiere el mismo grado de protección como la longitud libre. Además los elementos protectores tienen todo para ser capaz de transmitir tensiones altas al terreno. Esto requiere que las características de fortaleza y deformabilidad tengan que ser verificadas estructuralmente.

Cuando se usan encapsulados en la longitud activa del tendón en la combinación con conductos plásticos, de propiedades elásticas compatibles con los componentes de anclaje tienen que ser examinados para minimizar el desnivelamiento o desacoplamiento de la resina alrededor del ancla fija.

Para asegurar transferir la carga efectiva entre la lechada y el ducto, los ductos deben ser corrugados. La distancia de corrugación deberá estar dentro de seis a doce veces el espesor del conducto y la amplitud de corrugación no menos de tres regulando el espesor del conducto. El espesor mínimo de pared es 0.8 mm, pero considerando el tipo de material, el método de instalación y el servicio requerido que puede exigir un espesor mayor. El material deberá ser impenetrable a fluidos. Los ejemplos típicos de arreglos dobles de protección para la longitud activa y los tendones de hebra se muestran en la figuras 8.6 a 8.9.

A diferencia de la longitud activa del ancla, la cabeza de anclaje no puede ser totalmente prefabricadas. A causa de la tensión en el tendón asociado con el pre-esfuerzo, empuñaduras para la hebra y las cuñas para cerrar la tensión no pueden ser protegidos hasta que la tensión se haya logrado. El plato portador termina los otros componentes esenciales de acero expuesto a la cabeza del ancla deberán pintarse con betún u otro material protector, con anterioridad deben ser traídos al sitio. La superficie de acero debe ser limpiada de todo el hidróxido férrico que se forma cuando reacciona con la humedad y el oxígeno atmosférico ( corrosión ), con anterioridad a instalar. Los revestimientos deberán de ser compatibles con los materiales seleccionados.

El ejemplo típico de arreglos dobles de protección para la cabeza de anclaje se ilustran en la figura 8.10 y 8.11.

### **Especificaciones para la instalación de anclas**

Durante la construcción del anclaje de suelo el método de perforar, con o sin limpieza con flujo de agua, la instalación del tendón, el sistema de inyección de lechada y el período de tiempo de estas operaciones puede influir en la capacidad del anclaje. La construcción de anclaje deberá efectuarse en una manera por medio del cual la validez de las suposiciones de diseño se mantengan y una declaración del método detallado de todas las operaciones incluyendo la información de la planta de perforación e inyección de lechada puede estar dispuestas con anterioridad al trabajo de anclaje en el sitio. El trabajo de anclaje es especializado y debe de estar supervisado por personal con experiencia.

### **Perforación**

Cualquier procedimiento perforador puede ser empleado mientras que garantice un barreno que este dentro de las tolerancias permitidas y libre de obstrucciones a fin de acomodar fácilmente el tendón. La perforación necesariamente perturba el terreno y el método deberá elegirse de acuerdo a las condiciones del terreno para ocasionar el mínimo de perturbación o la perturbación más benéfica para la capacidad de anclaje.

Debe tomarse el mayor cuidado para que con ningún medio utilizar presiones altas de limpieza del barreno. a fin de minimizar el riesgo de hidrofractura del suelo circundante, particularmente en

áreas donde se tengan construcciones arriba del barreno. En esta conexión un regreso abierto dentro de los barrenos es deseable para limitar presiones y también desde el tipo de taladrador, cortador o limpieza del barreno permite que el taladrador controle cambios importantes en el suelo.

A no ser de otra manera especificada, el punto de entrada al barreno puede ser ubicado dentro de una tolerancia de  $\pm 75$  mm. El barreno perforado deberá tener un diámetro no menor al especificado. Para una alineación especificada al punto de entrada, el barreno deberá perforarse a una tolerancia angular de  $25^\circ$ , a menos que en anclajes estrechamente espaciados, la tolerancia puede conducir a la interferencia en la zona del ancla fija. Los anclajes de suelo deben tener una inclinación mínima de aproximadamente  $10^\circ$  respecto a la horizontal para facilitar la inyección de lechada.

Suponer una alineación inicial aceptable, anticipando las desviaciones totales del barreno perforado de 1 en 30 perforaciones. De vez en cuando, las condiciones del terreno pueden dictar una relajación en esta tolerancia y en barrenos sobre taludes inclinados, es posible que las desviaciones verticales serán más altas que las desviaciones laterales.

Después de cada barreno perforado se desazolva en toda su longitud para quitar cualquier material flojo, el barreno deberá sondearse para comprobar si han ocurrido derrumbes de material que impidan que el tendón se instale completamente. En las condiciones de suelos inestables donde el barreno ha sido ademado durante la perforación, el barreno deberá todavía sondearse para verificar si el suelo ha fluido arriba y adentro del ademe, por ejemplo en bancos de arena bajo el agua. Para barrenos descendentes en terrenos inclinados hasta 1 m de perforación total puede agregarse para prever el detrito que no puede quitarse.

La instalación del tendón e inyección del ancla deberá efectuarse el mismo día sobre la longitud activa del ancla, desde una demora entre la terminación de la perforación e inyección de la lechada puede tener consecuencias serias debido al deterioro del terreno, particularmente en arcillas normalmente consolidadas, arcillas fisuradas y margas.

Durante las operaciones de perforación todos los cambios en el tipo de suelo deberán registrarse junto con notas sobre los niveles de agua encontrados, velocidad de perforación o recuperación de lodos de perforación e interrupciones

El diámetro depende del tipo de ancla

- Para las anclas de tensión depende del diámetro del expansor.
- Para las anclas de fricción depende de la barra de anclaje aumentando de 4 a 8 mm para el confinamiento con mortero o lechada.

Dentro de lo posible, es conveniente orientar los barrenos perpendicularmente al sistema principal de fracturas a fin de aumentar la fricción.

Al término de la perforación se debe limpiar el barreno con aire comprimido o con agua para una buena adherencia de la mezcla cementante a la pared del barreno.

Cuando existe riesgo de caída de bloques durante las operaciones de anclaje es conveniente proyectar sobre la superficie excavada una capa delgada de 3 a 5 mm de concreto con aditivo acelerante de fraguado. Esta operación se realiza antes de la perforación de los barrenos.

### **Introducción del tensor.**

Idealmente, el tendón de acero en la condición expuesto deberá almacenarse dentro de una bodega en condiciones secas y limpias, pero si se deja el acero a la intemperie deberá amontonarse fuera del área de trabajo y ser completamente cubierto por una lona impermeable que sea soportable y segura para apoyar la pila de acero permitiendo la circulación de aire que evite la condensación.

Los tendones rasos o revestidos no deberán arrastrarse a través de superficies raspantes o mediante la superficie del suelo, y deberá únicamente usarse soga, eslinga o correas para levantar y cubrir el tendón revestido y evitar daños, el tendón que es severamente arrollado o doblado debe rechazarse por que las características de carga - tensión pueden severamente afectarse.

Sobre la longitud activa, el tendón de barra, multiunidad de tendones y empaquetados deberán centralizarse en el barreno para asegurar una lechada mínima cubriendo al tendón o al paquete (figura 8.12).

Un mínimo de tres espaciadores deberán proveerse en cada longitud activa del ancla, y ambos centradores y espaciadores centrados según la inclinación y la rigidez del tendón, a fin de proveer mínimo claro de espacio de funda (figura 8.12).

Al pie del tendón, el uso de un cono de nariz o manga en el tendón minimizara el riesgo de daño al barreno durante su instalación.

Inmediatamente con anterioridad a la instalación el tendón deberá cuidadosamente protegerse para el daño a componentes y a la corrosión, para tendones que pesan en la demasia de 200 Kg, aproximadamente, un equipo mecánico de manipulación deberá ser empleado, debido a que las operaciones manuales pueden ser difíciles y peligrosas. El uso de un embudo en el tubo de entrada a la cima de un enfundado se recomienda también que evite daño al barreno.

De vez en cuando, particularmente a la rescisión de un contrato, el tendón puede retirarse después de la operación de instalación, a fin de juzgar la eficiencia de los centralizadores y espaciadores también puede observarse el daño, distorsión o la presencia de mancha, por ejemplo en la arcilla, donde la mancha o distorsión se observa; los mejoramientos en relación a la fijación o diseño de centralizadores o el método de perforación de barrenos puede ser necesaria.

### Inyección

La inyección de lechada desempeña uno o más de las siguientes funciones:

- I. Para formar la ancla fija para que la carga aplicada pueda transferirse desde el tendón al suelo circundante;
- II. Para aumentar la protección del tendón contra la corrosión;
- III. Para fortalecer inmediatamente el suelo adyacente a la ancla fija a fin de mejorar la capacidad de anclaje.

El requisito para la función III) debe ser destacado por la investigación de terreno y/o como un resultado de la preinyección. Para verificar la perdida de lechada sobre la longitud activa, que es insignificante durante la inyección para anclajes en suelos permeables, es normalmente adecuado para observar un control de valor de corriente de lechada acoplada con una presión posterior. La eficiencia de la inyección en el ancla fija puede ser finalmente verificada controlando la respuesta del suelo a futuras inyecciones cuando la presión posterior deberá rápidamente restaurarse.

Para la preparación de lechada de cemento, la selección de materiales secos debe ser masiva, y la mezcla deber efectuarse mecánicamente por lo menos dos minutos a fin de obtener una mezcla homogénea. De ahí en adelante la mezcla deberá guardarse en el movimiento continuo.

Las bombas deberán ser del tipo de posible desalojamiento, capaces de ejercer presiones de descarga de por lo menos 100 Kg/m<sup>2</sup>, y tornillo rotativo (la presión constante) o reciprocamente martinete y pistón ( presión fluctuante ) estas bombas son aceptables en la practica.

Antes de inyectar, la bomba debe ventilarse y el aire en la línea debe expulsarse, el circuito de succión de la bomba debe de ser hermético. Durante la inyección, el nivel de lechada en el tanque de

abastecimiento no deberá mantenerse bajo la corona del tubo de salida, ya que de otra manera se inyectará aire.

Con respecto a controles de calidad, el énfasis debe ponerse sobre esas pruebas que permite que la lechada sea evaluada con anterioridad a la inyección. Deberán ensayarse probetas a 7 y a 28 días. Estos controles de calidad relacionados con la selección y mezcla de lechada no intentan fingir las propiedades de la lechada in situ. Por ejemplo, la pérdida de agua desde la lechada, cuando inyecta por debajo de la presión en la arena de grano fino, crea una mayor resistencia in situ para resistencias similares de cubos de prueba.

Los registros relacionados con cada operación de inyección deben recopilarse, por ejemplo los relacionados a la edad, temperatura de aire, presión de inyección, la cantidad de lechada inyectada y detalles de muestreos y pruebas, es apropiado.

### **Cabeza de anclaje**

La cabeza de anclaje y placa que sostiene debe armarse concéntricamente con el tendón con una exactitud de 10 mm y debe ubicarse no más de 5° desde el eje del tendón

Después del final de una prueba satisfactoria de inyección, el corte del tendón debe hacerse sin calor, por ejemplo por un disco cortador.

Las salientes de los tendones, si son tensados o no, deben protegerse al daño accidental. Esta protección no en común en la practica y si los componentes individuales del tendón se dañan mecánicamente, por ejemplo un ensortijado de hebras, entonces estos componentes deben considerarse redundante, cuando se evalúa una capacidad segura de anclaje, a menos que las pruebas demuestren suficiencia.

### **Tensión**

El tensado requiere cumplir dos funciones, específicamente:

- I. La tensión al tendón y para anclarlo a su carga segura; y
- II. Para comprobar y registrar el comportamiento de anclajes de control someter oportunamente a prueba en sitio.

Una operación de tensado significa una actividad que involucra el ajuste del ensamble del gato sobre la cabeza del ancla, la carga o desembarque del anclaje incluyendo la carga cíclica que se especifico, seguido por la remoción completa de la junta del gato desde la cabeza del ancla.

El tensado y registro debe ser efectuado convenientemente por personal experimentado bajo el control de un supervisor capacitado, desde cualquier variación importante en el procedimiento puede invalidar comparación con anclajes de control.

En la actualidad la calibración del equipo no es efectuada regularmente y la discrepancias entre las lecturas de la celda de carga y gato no son infrecuentes sobre el sitio. Los gatos deben calibrarse por lo menos cada año usando equipo adecuadamente diseñado de prueba con una exactitud absoluta no más de 0.5%. La calibración debe cubrir los modos de la carga incrementando y cargando sobre la gama de trabajo completa del gato, para que la fricción histéresis pueda conocerse cuando repitan los ciclos de carga que están siendo efectuados sobre el tendón. Las celdas de carga deben calibrarse después de cada 200 tensados o después de 60 días en el uso cualquiera que sea lo más frecuente, a menos que los indicadores complementarios de la presión usada simultáneamente no indique ninguna variación importante, en el caso de que el intervalo entre calibraciones puede extenderse hasta máximo un año. La presión debe ser también calibrada regularmente, por ejemplo después de cada 100 tensados o después de cada 30 días, cualquiera que sea lo más frecuente.

Sobre cada contrato el método de tensado para ser usado y la sucesión de tensado debe especificarse en la etapa planificadora. En general, ningún tendón debe tensarse a cualquier tiempo más allá de el 80% de la resistencia característica. Además, para el cemento inyectado en las anclas fijas, el tensado no debe comenzar hasta que la lechada halla alcanzado su resistencia de proyecto, sin embargo en el suelo sensible, por ejemplo la arcilla o la marga, que puede ser debilitada por la perturbación o ablandamiento de agua durante la construcción de anclaje, puede ser necesario estipular un mínimo de días de tensado.

Los detalles de todas las fuerzas, las descargas, al acuñar y las otras pérdidas observadas durante el tensado y las veces en que los datos se controlaron deben registrarse para cada anclaje

Finalmente vale anotar que cuando una operación de tensado se comienza debe indicarse las medidas de carga, el tensado debe concluirse con una detención - elevación medida de carga.

Durante el tensado son muy importantes las precauciones de seguridad y los operadores y los observadores deben permanecer a un lado del equipo de tensado y nunca pasar por detrás cuando está bajo la carga. Deben mostrarse avisos de "Peligro - Tensado en curso" o alguna redacción similar.

### Re-inyección

Una vez instaladas y tensadas las anclas debe inyectarse la parte no activa, a través de preparaciones dejadas expresamente para ello.

### Anclaje con Resina.

Las resinas epóxicas y de poliéster se usan más usualmente en el tendón encapsulado para la protección de la longitud activa. Para anclajes, esencialmente en fuerzas de tensión y compresión en la demasia de 750 Kg/cm<sup>2</sup> y 150 Kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente, se recomienda tradicionalmente para el traslado eficiente de carga, pero merma su pega - gelatinación, el modulo elástico y el porcentaje de extensión a la falla son también importantes en la relación a la ruptura y la eliminación en sistemas de protección. La merma de pega - gelatinación debe perfectamente ser nula y no más de 5% de otra manera un despostillamiento puede ocurrir, que a la vez crea una corrosión potencial mediante la formación de trayectorias de filtración.

Para equiparar la ductilidad del tendón de acero aparece ese porcentaje de extensión de la resina a la falla que puede estar en la gama de 1 - 1.5%. La reacción que da la sustancia resinosa es isotérmica puede ser beneficiosa ambos técnicamente y económicamente para usarse en fallas inertes.

Las resinas de tipo poliéster proporcionan anclajes a muy alta resistencia. La poliésterización se obtiene por la mezcla dentro del barreno de los componentes introducidos bajo la forma de cartuchos plásticos.

Las cargas de resma se presentan en general en la forma siguiente:

- Una envoltura exterior que contiene la masilla, el acelerador y estabilizador.
- Una envoltura interior que contiene el estabilizador impregnado en arena.

Cuando se tienen pendientes muy fuertes, orientadas hacia arriba, en algunas ocasiones se utiliza una protección exterior ( malla de plástico ) provista de un collarín para retener las cargas dentro del barreno.

Las resinas representan un problema de almacenamiento, ya que sus características pueden decrecer rápidamente, por lo que se recomienda utilizar cargas de resinas frescas o cuando menos tener cuidado de sacarlas del almacén en el momento de su colocación y regresar inmediatamente el

sobrante.

Colocación de anclas con resina. - La colocación de anclas fijadas con resina es una operación delicada, el proceso es el siguiente:

1. Una vez que se ha limpiado el barreno, se introduce una ancla del mismo diámetro hasta el fondo de este para garantizar su rectitud y verificar que no existan obstáculos
2. Se introducen las cargas asegurándose de colocarlas hasta el fondo del barreno.
3. Es necesario limpiar el ancla con un cepillo de fierro con el objeto de quitar el óxido y de esta forma obtener una buena adherencia de la resina.
4. Posteriormente se introduce el ancla mediante un dispositivo especial.
5. La introducción del ancla se realiza mediante un empuje y una rotación simultánea.
6. El empuje se debe regular con el fin de poder hincar la barra al fondo del barreno en menos de un minuto, tiempo suficiente para una buena mezcla del producto.
7. Es importante vigilar durante el tiempo de colocación, que la máquina perforadora se encuentre en el eje del barreno.

En el caso de presencia de agua, el proceso de colocación de un ancla fijado con resina se complica.

#### **Anclaje con mortero.**

Los morteros utilizados para el anclaje, en general se componen de cementos de alta resistencia y fraguado rápido.

Las proporciones utilizadas para la fabricación de estos morteros son las siguientes:

Dosificación en peso.	Cemento	1.0
	Arena	1.0
	Agua	0.3-0.35

Una arena muy fina debe ser utilizada para facilitar la penetración del mortero en las fisuras e intersticios del terreno. El mortero de anclaje deberá tener una contracción lo más baja posible o en su defecto ser expansivo. La técnica de colocación del mortero dentro del barreno o de anclaje define la proporción de agua.

En el caso de un mortero inyectado, la dosificación de agua óptimo corresponde al valor mínimo para un buen funcionamiento de la planta de inyección. En algunos casos el empleo de aditivos será necesario para dar plasticidad al mortero.

La técnica "Perfo".- El procedimiento que se sigue consiste en introducir en la barrenación un tubo cilíndrico seccionado longitudinalmente en dos partes (conchas) previstas de perforaciones laterales en número y dimensiones cuidadosamente estudiadas. Una varilla corrugada de diámetro apropiado se introduce en las conchas del tubo perforado previamente lleno de mortero. La barra del ancla sirve de pistón y empuja al mortero por los agujeros laterales, lo que asegura el llenado del espacio anular comprendido entre el ancla y la pared de la perforación.

La Técnica de Pre-inyectado de Mortero.

El proceso constructivo que se sigue es el siguiente:

1. Primeramente se realiza la perforación y limpieza del barreno.
2. Posteriormente se introduce hasta el fondo del barreno un tubo por medio del cual se inyecta el mortero mediante una bomba.
3. Se coloca en la boca del barreno un anillo inflado de hule con el objeto de evitar la salida del mortero.
4. Cuando el barreno es horizontal o la consistencia del mortero es tal que se cae, en barrenos inclinados no será necesario la utilización de este dispositivo.
5. Una vez que ha sido inyectado el barreno se introduce el ancla mediante el empuje producido por la mano y algunas ocasiones con la ayuda martillo vibrado en el último metro. Con la introducción del ancla se logra inyectar un volumen de mortero igual al volumen del ancla obteniéndose así un mejor anclaje.

**Consideraciones que hay que evitar durante la construcción del sistema de anclaje.**

**Perforación de barrenos.**

Durante la realización de esta actividad los errores más comunes que se presentan son los siguientes:

- A. Perforación mal orientada.
- B. Perforación de diámetro diferente al requerido.
- C. Perforación de diámetro irregular (ovalación en la entrada), o muy profundos.
- D. Mala limpieza del barreno.

**Anclaje con barras.**

Los errores durante la colocación de anclas de fricción se presentan durante el anclaje y son los siguientes:

- i. Cuando la mezcla cementante es una resina y la colocación del ancla se realiza rápido, se produce un mal mezclado de las sustancias contenidas en los cartuchos.
- ii. Introducción parcial del ancla en el barreno
- iii. Utilización de resina muy vieja o de mortero mezclado con mucha anticipación a la colocación.
- iv. Colocación de número insuficiente de cartuchos de resina.
- v. Empleo de mezclas cementantes de la mala calidad.

**Colocación de Placas de Apoyo.**

Es frecuente en la practica que las placas de apoyo sean mal colocadas o sin contacto suficiente contra las paredes de la formación, provocando un mal funcionamiento del ancla.

### Control de las anclas.

Con objeto de asegurar la calidad y buen funcionamiento de las anclas, se realizarán diversos tipos de control:

- Un control de calidad de los materiales que constituyen los elementos de un anclaje. Es necesario realizar pruebas para analizar las propiedades mecánicas de las mezclas cementantes como los morteros y lechadas utilizados.
- Un control estadístico de longitudes no fijadas de anclaje, para esto las placas de apoyo serán retenidas una por una, la longitud libre por medio de un alambre y las placas colocadas nuevamente en su lugar.
- Pruebas de extracción" in situ" sobre la fijación de las anclas.
- Ensayes de extracción sobre anclas pre-tensadas.

### Capacidad de las anclas a fricción

En el diseño deberá considerarse que un suelo anclado e inyectado puede fallar en uno o más de los modos siguientes:

- Falla dentro de la masa de suelo
- Falla en la adherencia de la interfase suelo / lechada
- Falla en la adherencia de la interfase lechada / tendón
- Falla del tendón de acero o cabeza de anclaje

Para el diseño de un anclaje de suelo cada modo de falla debe considerarse a fin de asegurar un factor de carga y factor de seguridad adecuado, tener la magnitud y el modo de carga estimado, período de servicio y consecuencias de falla

En cuanto a la estabilidad total evaluada el diseño deberá tomar en cuenta:

- Ubicación del plano de falla crítico para asegurar que la longitud fija de ancla exista más allá de tales planos;
- Al planificar las limitaciones que pueden restringir o negar el uso de anclajes afuera del área de trabajo del proyecto;
- Limitaciones físicas, las condiciones relativas al terreno, la presencia de servicios subterráneos, minas abandonadas trabajadas etc.

Para ayudar al contratista del anclaje, el diseño deberá detallar la carga de trabajo de los anclajes, longitudes mínimas libres de ancla y esquema de los anclajes. El diseño deberá mantener también alguna flexibilidad y disponibilidad a cambios de permiso de diseño debido a obstrucciones o cambio en las condiciones físicas.

En excavaciones profundas limitado por la forma de retener el talud, la evaluación de la estabilidad total tiene que considerar la interacción entre el terreno, estructura y anclajes, como un sistema completo.

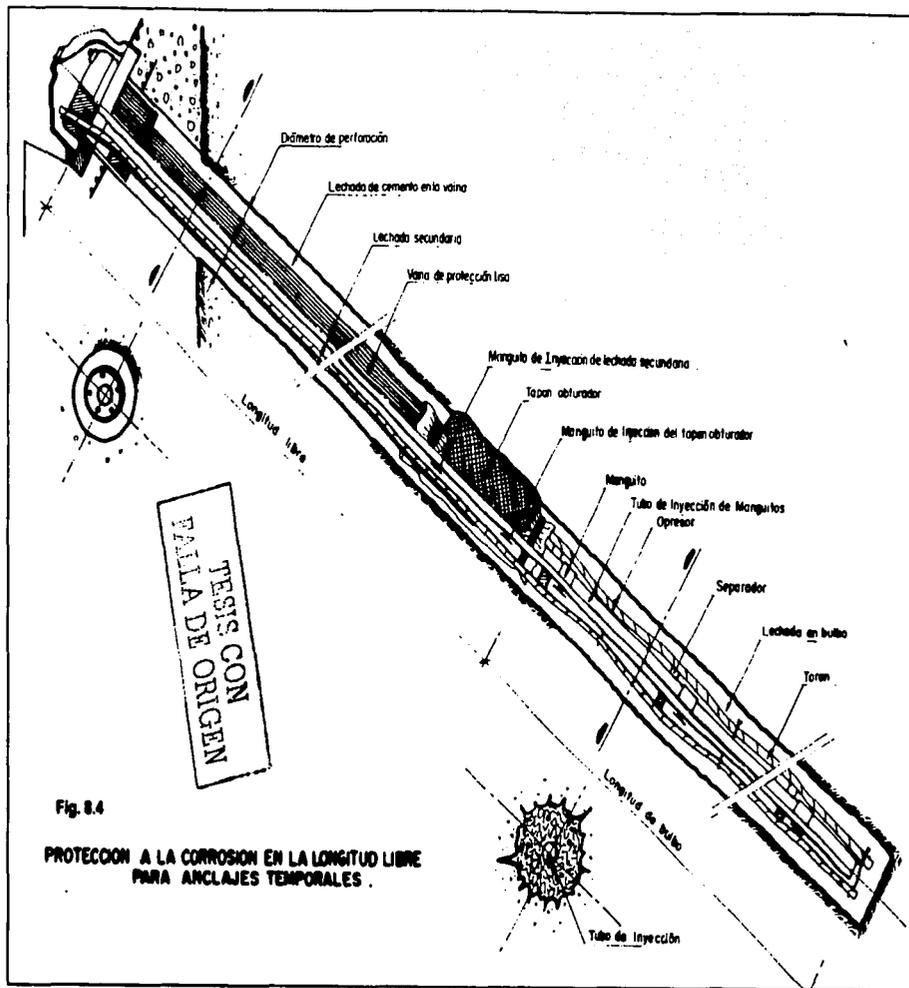
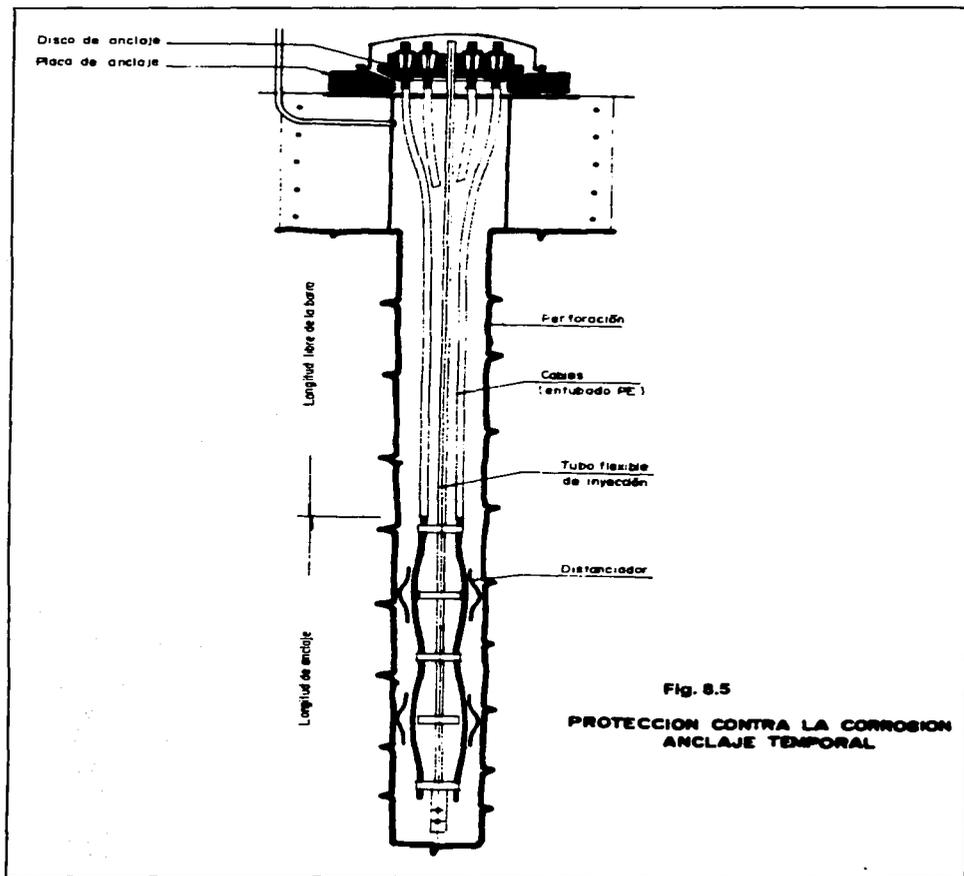
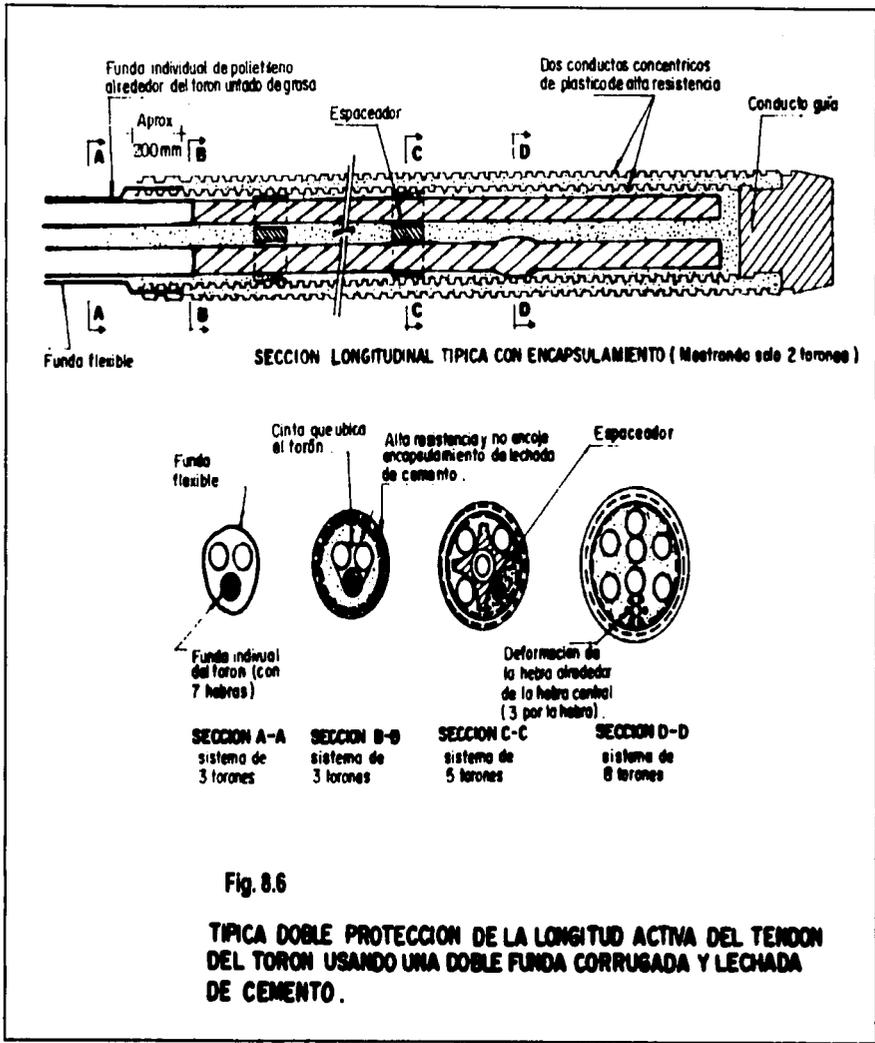
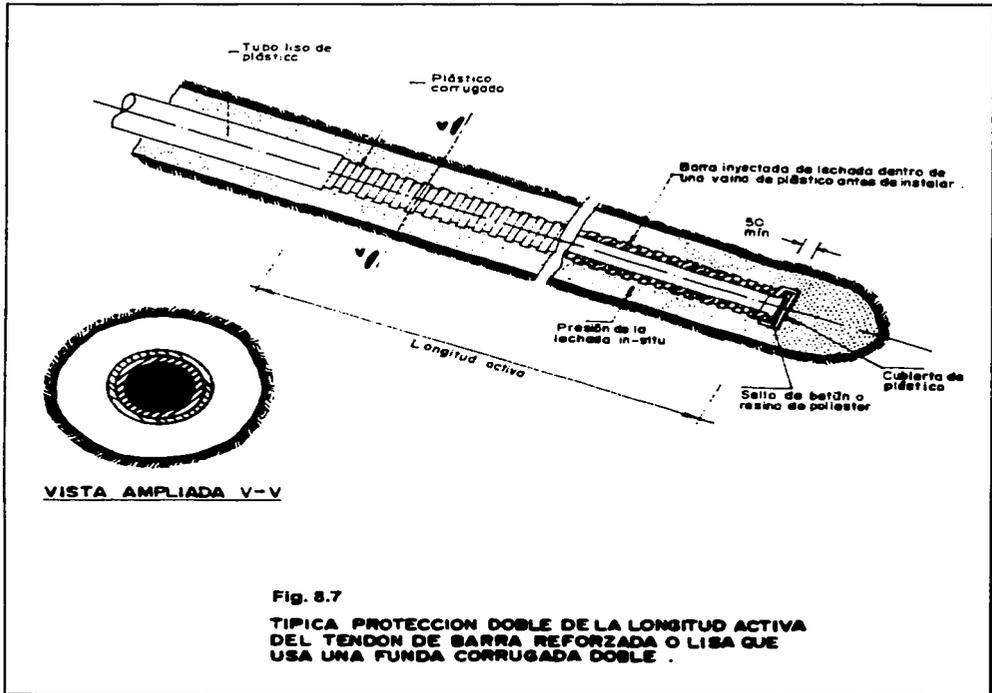


Fig. 8.4

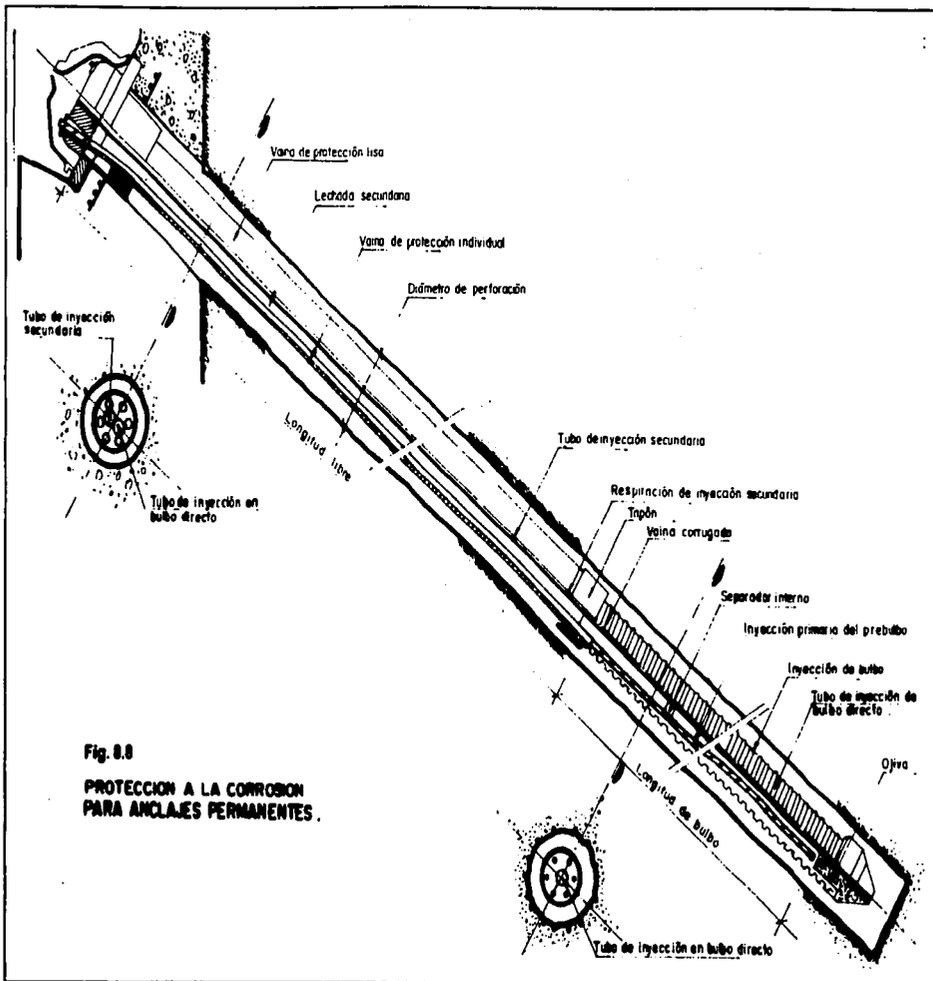
PROTECCION A LA CORROSION EN LA LONGITUD LIBRE  
PARA ANCLAJES TEMPORALES.





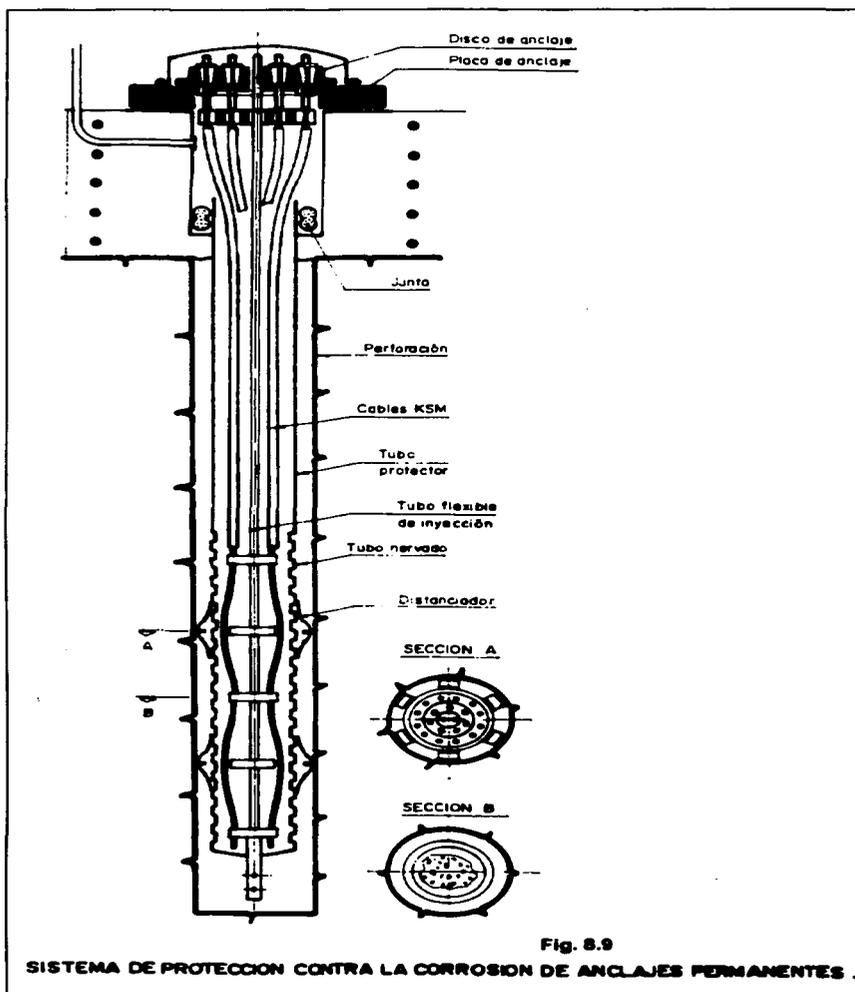


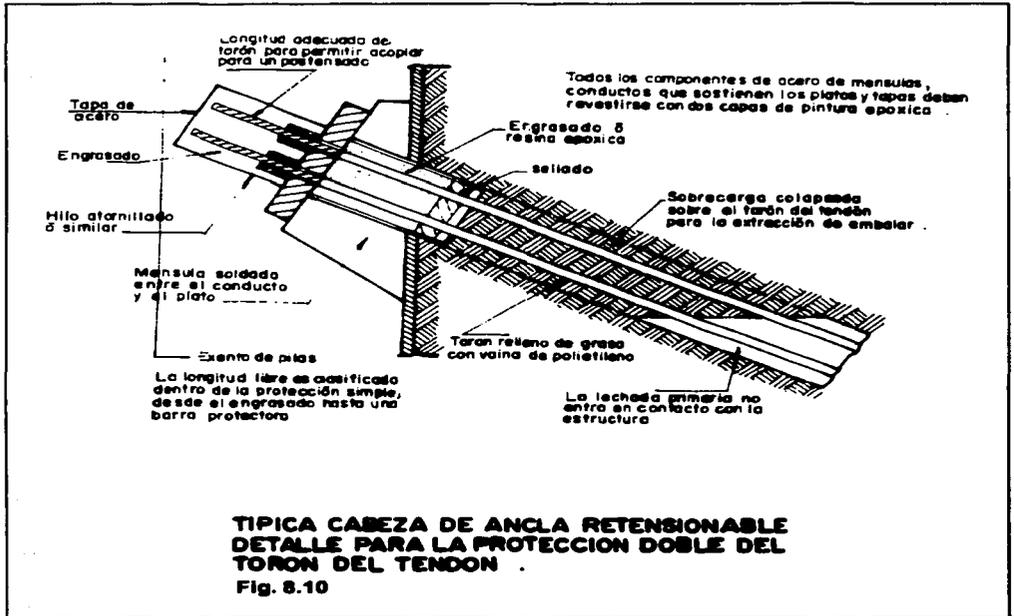
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



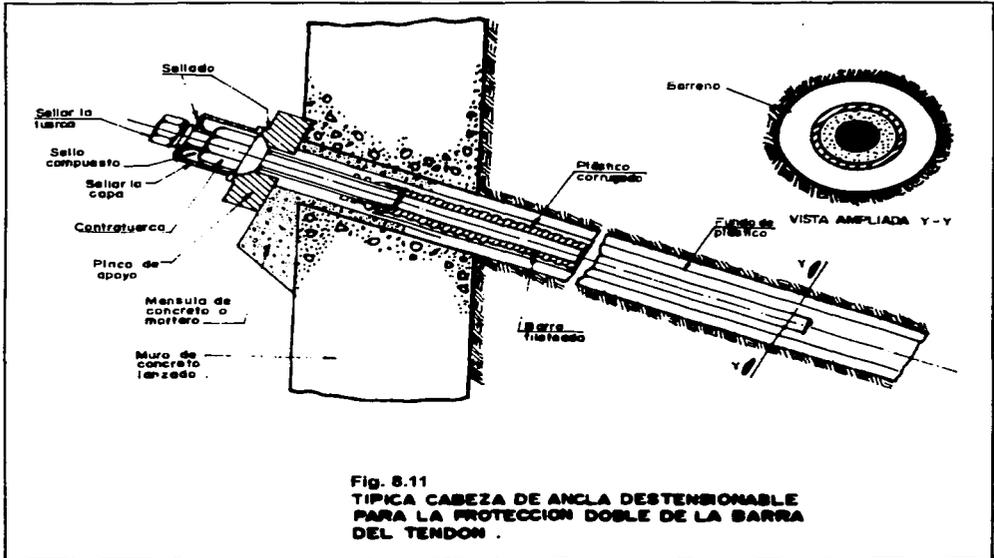
**Fig. 8.8**  
**PROTECCION A LA CORROSION**  
**PARA ANCLAJES PERMANENTES.**

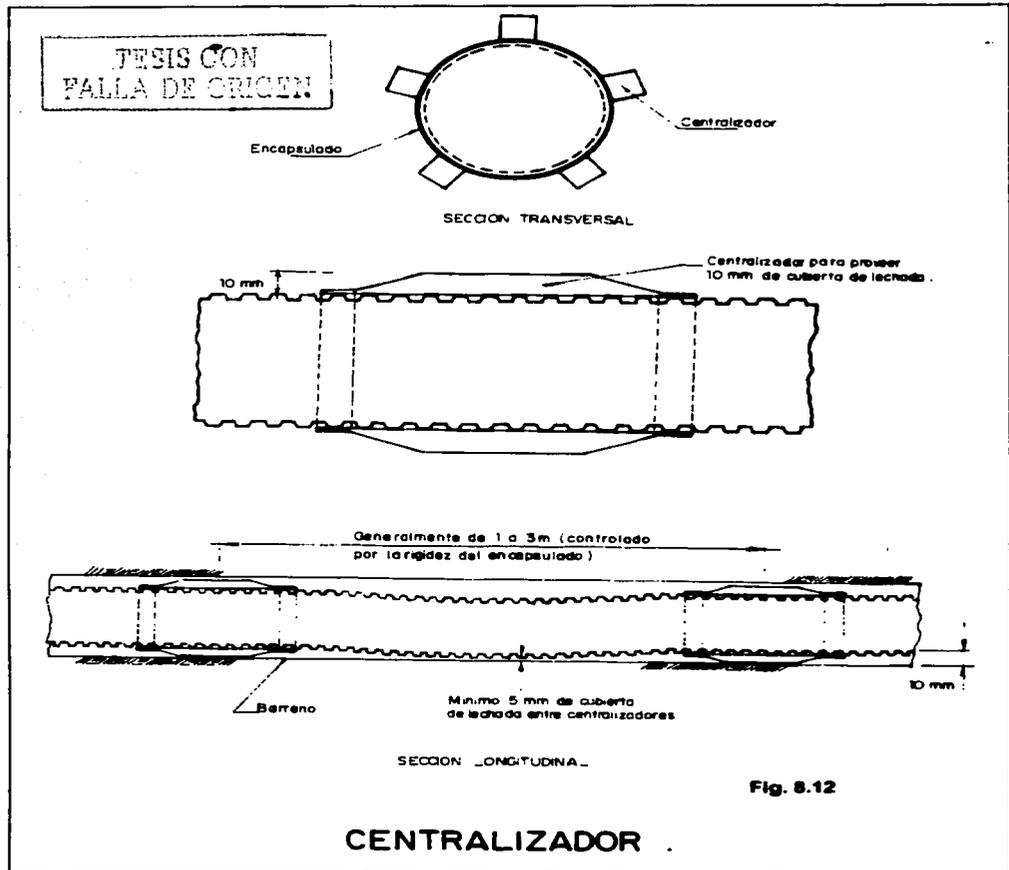
**TRABAJO CON FALLA DE ORIGEN**





ESTRUC CON  
FALLA DE ORIGEN





### Interfase suelo / lechada

El pronóstico por regla del diseño de la carga definitiva que sostiene la capacidad son creadas invariablemente por el terreno que ha quedado expuesto a lo largo de un corte en la superficie, postulando un mecanismo de falla y examinando las fuerzas pertinentes en una estabilidad. Usando términos prácticos simples, hay básicamente dos mecanismos de traslación de carga por lo que la restricción localmente del terreno se moviliza conforme la parte fija del ancla se retira, específicamente el fin es sostener y soportar el esfuerzo cortante. Las anclas fijas fallan localmente al corte por medio de uno de estos mecanismos o por una combinación de ambos, con tal que la

limitación suficiente sea disponible desde el terreno circundante. En este contexto, la falla general se define como la movilización o deslizamiento de líneas de falla o la generación de deformaciones que se extienden en la superficie expuesta.

La capacidad del anclaje que sostiene la carga definitiva es dependiente de los factores siguientes:

1. Definición de falla;
2. Mecanismo de falla
3. Área de interfase de falla;
4. Propiedades que indujeron al terreno a la interfase de falla;

Se debe anotar que todos los anclajes están sujetos a un procedimiento de prueba, y la carga última que sostiene las capacidades son por lo tanto la única guía para calcular y puede ser modificada dependiendo de los resultados de pruebas.

El mejorar la capacidad de anclaje para una condición determinada de terreno se dicta primordialmente por la geometría del anclaje. Las transferencias de tensiones desde la ancla fija al terreno circundante es influida también por la técnica de construcción, particularmente por el procedimiento de inyección de lechada, y en menor alcance por la técnica de perforación y limpieza del barreno.

### Interfase de lechada / tendón

Tres mecanismos de trabajo, específicamente adherencia, rozadura y el enclavamiento mecánico se reconocen ampliamente, pero las recomendaciones que pertenecen al trabajo de la lechada / tendón son valores que en la práctica usualmente no toman en cuenta la longitud o tipo de tendón, o la resistencia de la lechada de circunvalación.

La resistencia de trabajo puede ser significativamente afectada por la condición del tendón, particularmente cuando es flojo o los materiales de lubricante están presentes en la interfase. La superficie de los tendones debería por lo tanto no ser nocivo en la longitud de tendón libre y poder mejorar el trabajo. Por otra parte tendones que muestren señales de la picadura no deberán usarse.

Para anclajes, se recomienda que el área de tendón no deberá exceder 15% a 20 % del área del barreno para a fin de minimizar el afianzamiento

### Tensión y longitud de anclas

En el análisis se consideró que la longitud activa de las anclas se encontrará por detrás de las zonas de posible deslizamiento.

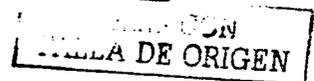
El ancla transfiere su carga al suelo a través de la resistencia friccionante entre la interfase ancla - suelo; Brons (1968) y Little John (1970) establecieron la siguiente ecuación, para estimar la carga por fricción:

$$P_u = [(P_i \tan \phi + c') \pi D L_A] F_R$$

donde:

$P_u$ : capacidad del ancla, en ton.

$P_i$ : presión de inyección de la lechada, ton/m<sup>2</sup>



D : diámetro del barreno, igual a 0.10 m.

$L_A$  : longitud del ancla, en m

$\phi$ : ángulo de fricción interna del suelo en el que se instala el ancla, en grados

$\phi'$ : ángulo de fricción entre el suelo y el cuerpo del ancla, igual a 2/3 de ángulo de fricción del suelo en que se instalará el ancla, en grados

c : cohesión del suelo en que se instala el ancla.

c': resistencia al esfuerzo cortante por cohesión o adherencia entre el suelo y el cuerpo del ancla, igual a 2/3 de la cohesión del suelo en que se instalará el ancla.

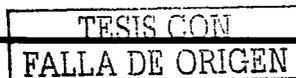
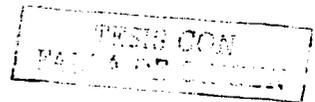
FR : factor de reducción igual a 0.7

Todos los anclajes requieren una longitud libre mínima que pueda guardar el esfuerzo en esta longitud elástica. Para las anclas de torones diseñadas, lo mínimo que requiere de longitud libre es de 5 m para que la tensión a que se somete la ancla a través del alargamiento de la parte libre no se pierda con el regreso de las cuñas al momento del bloqueo del ancla.

Las anclas diseñadas son armaduras metálicas de cables que toman los esfuerzos de tracción. Se introduce esta armadura en una perforación y se sella al terreno por medio de una inyección de lechada de cemento. La puesta en tensión se realiza con una unidad de post-tensado que corresponde al tipo de ancla colocada.

Los torones se definen según ASTM 416 con las siguientes características:

	Toron de 0.5" Ø Toron de 12.7mm Ø	Toron de 0.6" Ø Toron de 15.2mm Ø
Resistencia mínima garantizada que corresponde a la tensión de ruptura	18.7 ton	25.3 ton
Tensión mínima garantizada que corresponde a un alargamiento de 1%	16.9 ton	22.4 ton
Tensión de ensaye de prueba admisible	15.2 ton	21.9 ton
Tensión residual en el ancla después del bloqueo de las cuñas de post-tensado correspondiente a la tensión de trabajo admisible partiendo de la tensión mínima de alargamiento	12.0 ton	16.8 ton



# Capítulo IX

**A** continuación se indican las recomendaciones para el procedimiento constructivo durante la excavación necesaria para alojar las plataformas de desplante, la colocación de las anclas y para la construcción de la cimentación.

Con objeto de darle rapidez y seguridad a la excavación y aprovechar toda el área de excavación, esta será dejando taludes verticales, que serán retenidos y confinados mediante losas de concreto lanzado fijadas a la pared de la excavación a través de anclas, únicamente en zonas críticas, por lo por lo que se construirán cuatro líneas de anclaje.

Para conformar las plataformas de proyecto para el estacionamiento y para la torre, los cortes verticales son inestables a corto y largo plazo por desconchamientos, por lo que se tendrá que ir excavando e instalar el sistema de anclaje y concreto lanzado definido con anterioridad, tomando en cuenta que las paredes del talud tendrán un ángulo de 90°. El recorte se hará de arriba hacia abajo y de adentro hacia fuera.

### **Cortes estabilizados con anclaje.**

A fin de evitar la intemperización del material expuesto y fallas por desconchamientos, los taludes se protegerán con concreto lanzado con un espesor de 5 cm reforzado con malla electrosoldada 6x6-6/6 y se instalarán 4 niveles de anclas post-tensadas definitivas en el talud; asimismo, se requerirá la construcción de cunetas en la corona de los taludes, para canalizar adecuadamente el agua que se infiltra es esta zona.

Es indispensable que el recorte y estabilización del talud se haga siempre de arriba hacia abajo y de adentro hacia fuera, evitando en todo caso la excavación al pie del talud y la formación de contrapendientes que puedan generar caídos. La secuencia general de estabilización y protección se describe a continuación:

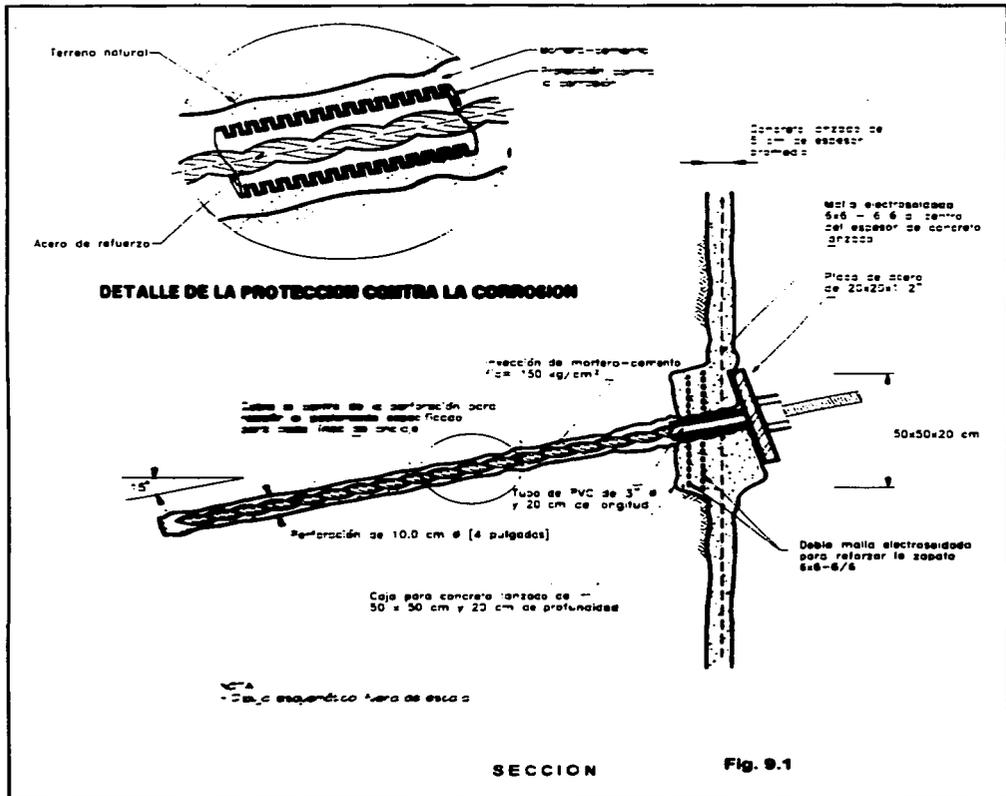
1. Se procederá a hacer el corte de preferencia con un TRACK DRILL dejando una berma de 1 m con un talud 0.5:1 hasta una profundidad de -2 m. Además se construirá otra berma de trabajo con una longitud de 7 m al llegar a la profundidad de -2m.
2. A continuación se construirá la primer línea de anclas. Las anclas se podrán colocar a cada 3 metros horizontalmente; la primer línea de anclas se colocara a 1.5 metros de la corona del talud. La longitud de las anclas aumentara para librar tanto la berma como el talud construido estos incrementos en las longitudes de las anclas serán las siguientes:
  - 1er. Línea de anclaje: 2.0m
  - 2da. Línea de anclaje: 3.4m
  - 3er. Línea de anclaje: 4.8m
  - 4ta. Línea de anclaje: 6.2m

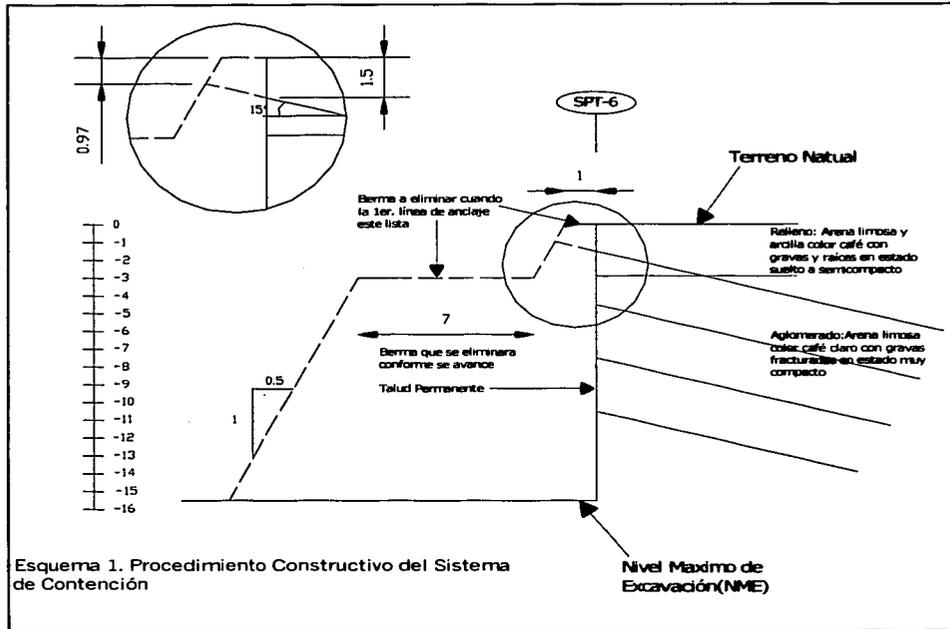
La perforación tendrá 4" de diámetro máximo, la inyección de mortero de cemento será de 2 kg/cm<sup>2</sup> de presión y su resistencia sera de  $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$ .

3. Ya instaladas la 1ª. Línea de anclas retiramos la berma de 1 metro, el talud construido anteriormente y el excedente del ancla que tenemos ahora, colocamos los drenes, la malla electrosoldada 6x6-6/6, que se fijara al talud vertical, con grapas de 30 cm de largo, además de recubrir con una capa de 5 cm de concreto lanzado de  $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$ , hasta el nivel de -3.0m.
4. Una vez instaladas las anclas y habiendo dejado fraguar el mortero se procederá a post-tensarlas a 30 ton.

5. Ya instaladas las anclas de 17.4 m de longitud y el recubrimiento con el concreto lanzado se continuara con el recorte del talud y con la secuencia mencionada hasta llegar al nivel de cimentación, teniendo un avance máximo de 3 m de altura por 40 m de longitud. Véase esquema 1
6. Drenaje. Es necesario que en la corona de los taludes se construyan cunetas revestidas, para evitar la pérdida de resistencia de los materiales debidas al humedecimiento provocado por infiltraciones. Además deberán instalarse lloraderos de tubo de PVC 1½" de 60 cm de longitud, a cada 3 m en arreglo tresbolillo o donde se detecten humedades.

En la figura 9.1 se muestra la especificación de anclaje.





### Perforación de barrenos

Las perforaciones en que se alojarán los tensores se hará con un diámetro de 4", usando lodo bentonítico o algún otro elemento estabilizador y extractor de rezaga en caso necesario. Realizada la perforación se insertará el tensor e inyectará.

### Inyección del barreno.

La mezcla a inyectar consistirá en una lechada compuesta por agua-cemento, en una proporción 1- 2, respectivamente. El agua a utilizar será limpia y deberá mezclarse perfectamente con el cemento para disolver todos los grumos y obtener una mezcla homogénea; una vez logrado esto, se colocará la lechada en el recipiente de la bomba de inyección. Para efectuar la inyección se empleará una bomba de propulsión o neumática, que tenga un rendimiento tal que permita inyectar con economía y eficiencia el volumen de lechada que requieran las anclas. La inyección se deberá realizar a una presión de 2.0 kg/cm<sup>2</sup>, en la siguiente forma:

1. Adaptar la manguera de la bomba a la manguera integrada al tensor, iniciando la inyección desde el fondo de la perforación.
2. Accionar la válvula de salida de la bomba para iniciar la inyección, verificando mediante un manómetro que la presión no exceda del valor especificado.

3. Debido a las características de granulometría de los materiales que alojarán los tensores, el volumen de inyección no es posible precisarlo, por lo que al detectarse una fuga, en función del volumen calculado, se suspenderá la inyección y se reinyectará 24 horas después, hasta que la lechada retorne.

4. Antes del tensado, únicamente se inyectará la parte activa del ancla. En la parte no activa se proporcionará una protección a los elementos metálicos, contra la oxidación.

### **Pruebas de control de calidad de la lechada de inyección.**

Con objeto de garantizar la adecuada capacidad de las anclas, será necesario verificar la resistencia de la lechada empleada, para ello se deberá tomar cuando menos una muestra cada cinco anclas inyectadas. Cada muestra consistirá en tres probetas, las cuales se probará a las edades de 1, 3 y 7 días; cada muestra deberá acompañarse de datos de fecha y localización en que se emplea la lechada. Para considerar adecuadamente la lechada, la resistencia a la compresión a los siete días de edad, no deberá ser menor de 100 kg/cm<sup>2</sup>, la relación agua - cemento podrá variarse para satisfacer este requisito.

### **Tensado de anclas**

La carga de tensión se realiza en cada una de las anclas y el método de aplicación de la carga será el siguiente:

- Se aplicará la tensión en incrementos de 25% de la tensión de proyecto hasta alcanzar el 125% de la tensión de diseño.
- Se descargará en su totalidad, después de 5 minutos
- Se volverá a tensar las anclas en incrementos de 25% de la tensión de proyecto hasta alcanzar estos y se sujetará el ancla al muro de concreto lanzado.
- Se inyectará la parte no activa a través de preparaciones dejadas expresamente para ello.

### **Especificaciones de colocación del concreto lanzado.**

#### **Generalidades.**

El concreto lanzado puede definirse como mortero o concreto transportado a través de una manguera y proyectado neumáticamente a gran velocidad sobre una superficie. La fuerza de chorro, que produce un impacto sobre la superficie, compacta el material. Normalmente el material fresco colocado tiene un revenimiento cero y puede sostenerse por sí mismo sin escurrirse.

Estas especificaciones se refieren a los requisitos que deberá reunir el concreto lanzado con el proceso de "mezclado en seco", que contempla las siguientes etapas:

- ➔ Se mezcla perfectamente el cemento con la arena. (Las proporciones de los materiales que intervienen son variables) el cemento empleado es generalmente el Portland Normal, aunque también se usan cementos de alta resistencia, de rápido endurecimiento o resistentes a la acción de sulfatos, con diferentes arenas y gravas, ya sean naturales o artificiales.
- ➔ La mezcla de cemento - arena se almacena en un recipiente mecánico presurizado por medio de aire, llamado "lanzador".
- ➔ La mezcla se introduce en una manguera de descarga por medio de una rueda alimentadora o distribuidor que está dentro del lanzador.

- ➔ Este material se conduce por aire comprimido a través de la manguera de descarga a una boquilla especial. La boquilla esta ajustada dentro de un múltiple perforado a través del cual se atomiza agua bajo presión, mezclándose íntimamente con el chorro de arena – cemento.
- ➔ El concreto húmedo sale de la boquilla proyectado a alta velocidad sobre la superficie en que va a colocarse.

El concreto lanzado es frecuentemente más económico que el concreto convencional, debido a que necesita menos trabajo de cimbra y requiere solamente una pequeña planta portátil para mezclado y colocación en las áreas más inaccesibles.

Una propiedad importante del concreto lanzado es su facilidad para formar una excelente adherencia con varios materiales. Tiene características impermeables aun en secciones delgadas y pueden usar aditivos para asegurar su impermeabilidad. El concreto lanzado es muy útil como recubrimiento, ya que tiene una excelente adhesión, resistencia a la abrasión y resistencia mecánica. El concreto lanzado puede rellenar grietas fácilmente y moldear sobre cualquier forma por complicada que esta sea. La aplicación del concreto lanzado requiere de equipo y mano de obra especializados, así como de materiales de buena calidad para poder cumplir adecuadamente su funcionamiento.

### Materiales

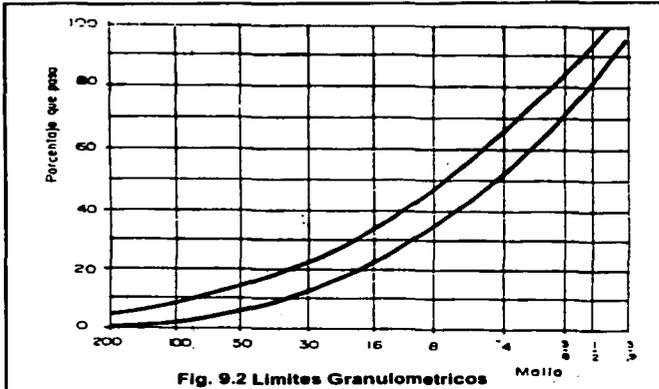
Los materiales que formen el concreto lanzado serán una mezcla de cemento Portland, arena, grava no mayor de  $\frac{3}{4}$ " , y un aditivo acelerante especial para elaborar concreto lanzado.

- ✓ **Cemento:** Se utilizará cemento tipo 1 el cual deberá cumplir con las normas de aceptación de las Normas Mexicanas DGN-C-1 y DGN-C-2. Los requisitos de la resistencia a la compresión dependen principalmente del contenido de cemento. Sin embargo, un contenido de cemento excesivo puede dar lugar a contracciones y agrietamiento perjudicial. El contenido de cemento después de a aplicación es generalmente, mayor que la dosificación de la mezcla producida, debido a que el material de rebote está constituido de agregado en una mayor proporción
- ✓ **Agregados:** La arena y grava que se utilicen para formar el concreto lanzado, deberán obtenerse de bancos naturales o por trituración de rocas Las partículas deberán ser duras y sanas. Todos los agregados deben cumplir con las especificaciones de calidad de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica correspondientes a agregados para concreto. Los agregados no deberán reaccionar a los álcalis del cemento. Si los agregados provocaran una expansión excesiva en el concreto debido a la reacción con el cemento deberán desecharse a menos que se apliquen medidas correctivas, como utilizar cemento de bajo álcalis, previa aprobación de la residencia de la obra. Para que un agregado produzca un concreto lanzado de compactación óptima; máxima resistencia; impermeabilidad y rebote mínimo, debe cumplir con las normas ASTM y su granulometría debe estar de acuerdo con las curvas de la figura 9.2. El martilleo que producen las partículas del agregado grueso sobre la capa de concreto previamente aplicada contribuye a obtener la compactación deseada. Las arenas deben constituir menos de 60 % de la mezcla de agregados.
- ✓ **Agua de mezclado:** El agua de mezclado debe ser limpia y libre de sustancias agresivas o dañinas, como aceite, limo, arcilla, ácidos o materia orgánica; y debe de cumplir con los requisitos de elaboración del concreto común.
- ✓ **Aditivo acelerante** Para acelerar el fraguado en el cemento se utilizará un aditivo que una vez mezclado con el cemento y el agua, cumpla con los valores siguientes especificados por la Norma ASTM - C - 191

- Tiempo de fraguado inicial (máximo)
- Tiempo de fraguado final ( mínimo)
- Resistencia a la compresión simple de la pasta en cubos de 5 cm, a la edad de 8 horas.

3 minutos  
12 minutos

60 kg/cm<sup>2</sup> ( mínimo)



El aditivo normalmente se utiliza en polvo en una proporción media de 3% con respecto al cemento. Deberán efectuarse pruebas de compatibilidad tanto con el cemento como con los agregados pétreos.

En la dosificación del concreto lanzado, se debe tomar en cuenta que el uso de estos productos acelerantes afecta la resistencia final del concreto, de tal forma que la diferencia de resistencia de concretos con el mismo proporcionamiento en donde no se use aditivo, será mayor hasta en un 20% a 28 días.

Los aditivos acelerantes de fraguado hacen posible la aplicación del concreto lanzado en superficies húmedas y aún sobre filtraciones que, en ocasiones puede taponarse. Sin embargo, su empleo debe controlarse ya que reducen la resistencia final del concreto. Cuando se emplean aditivos del 2 al 6% del peso la reducción de la resistencia no debe ser mayor de 20 %. Los valores de la resistencia a la compresión simple a los 28 días deben estar comprendidos entre 150 y 300 kg/cm<sup>2</sup>, que para fines estructurales son suficientes.

### Mezclado y aplicación.

La calidad de una mezcla para concreto lanzado depende de la relación agua - cemento, el tamaño y graduación de los agregados, el tipo de cemento, los aditivos y la aplicación adecuada.

El procedimiento general, recomendado de preparación y aplicación de la mezcla es la siguiente:

Consiste en mezclar las cantidades predeterminadas de agua, cemento y agregados en un recipiente para luego lanzarlos a chorro a la pared del suelo. Los aditivos acelerantes pueden añadirse en el agua de mezclado o añadirse en la boquilla, es decir, a la salida del chorro. Estos aditivos pueden estar tanto en forma líquida como en polvo.

La preparación y aplicación de mezcla seca depende de los factores siguientes:

- Granulometría adecuada en los agregados
- La humedad de la mezcla antes de llegar a la boquilla debe estar entre el 2 y el 5%. Una humedad menor agravaría el problema del polvo y una humedad mayor taponaría las mangueras.
- Adecuado proporcionamiento agua - cemento. Esta operación es realizada por una persona especializada

- Características del rebote, que dependen tanto de los tres factores antes mencionados como los siguientes:

- a) El ángulo de lanzamiento debe ser normal a la superficie tratada.
- b) La boquilla debe mantenerse de 1.0 a 1.2 m de la superficie tratada.
- c) Las presiones del agua y del aire deben ser constante y de 5.0 y 5.7 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente.
- d) La alimentación del aditivo acelerante debe ser constante y fácil de ser variada en el momento que se requiera (si la superficie esta húmeda, deberá ser mayor la cantidad necesario de aditivo).

### Equipo de lanzado.

Son dos los tipos de máquinas lanzadoras para la mezcla seca que pueden ser empleados:

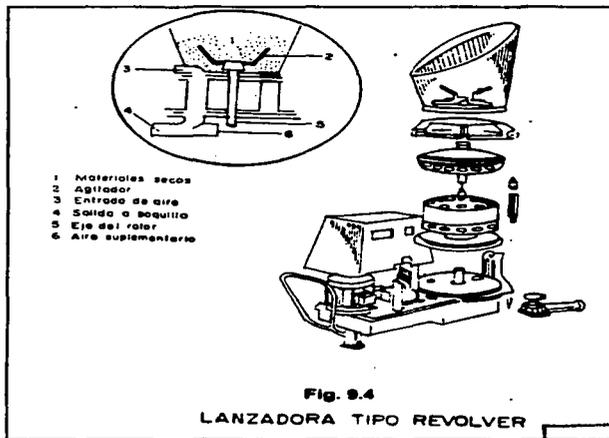
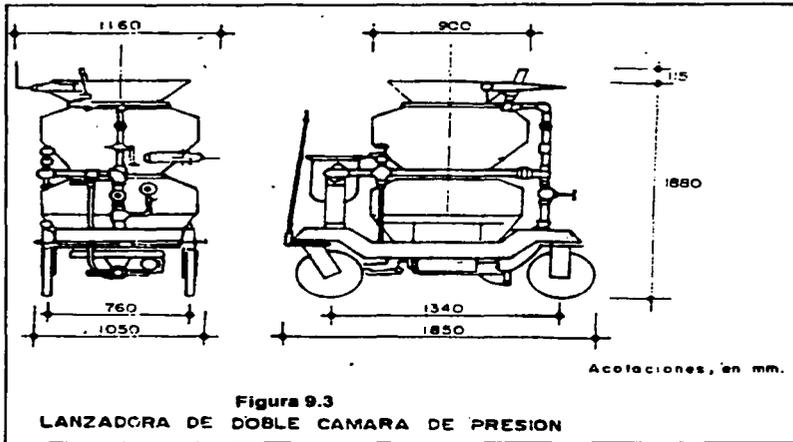
- a) La de doble cámara de presión con válvulas de campana intermedia de acción neumática (figura 9.3) La mezcla seca se introduce en la cámara superior, se cierra ésta y se levanta la presión que abre la válvula de intermedia y la mezcla va alimentándose bajo presión a la tubería de descarga, mediante una rueda de cavidades. Mientras se efectúa la operación de descarga se esta alimentando mezcla seca a la cámara superior para empezar de nuevo el ciclo. Un buen operador puede lograr, con la ayuda de las dos cámaras, una descarga prácticamente continua. Requiere entonces una continua atención del operador, el cual debe desenvolverse con destreza. Son cualidades de este tipo de maquinas su robustez y el poco número de piezas delicadas o móviles que se desgastan o requieren frecuente mantenimiento.
- b) El tipo revólver (figura 9.4). La mezcla seca se alimenta continuamente a la tolva que corona la parte superior de la máquina, de ahí cae al cilindro rotatorio tipo revolver que consta de nueve o más compartimientos cilíndricos, donde se deposita la mezcla. Cada carga de mezcla en cada compartimiento cae a través de una escotadura y al pasar sobre el cuello de salida una corriente de aire a presión la impulsa hacia las mangueras. Este equipo maneja agregado grueso más fácilmente que las del otro tipo. Tiene, por otra parte más piezas de desgaste y suelen producir más polvo.

Las primeras tienen motor neumático, y las segunda pueden venir con motor neumático o con motor eléctrico: por lo general el rendimiento es mayor con el motor neumático aunque el consumo de aire es considerable Las del primer tipo consumen 600 ft<sup>3</sup>/min en tanto que algunos tipos de las segundas, de muy altas revoluciones, consume cerca de 900 ft<sup>3</sup>/min. Los rendimientos varían entre 6 a 9 m<sup>2</sup>/h. La distancia de envío varía mucho en cada marca y tipo, pero puede llegar a 92 m verticales. Para grandes distancias conviene usar, en los tramos intermedios, tuberías de acero, en lugar de mangueras, para reducir la fricción. También pueden conectarse en serie dos maquinas, para ganar distancia.

La presión de aire a la salida de la maquina de lanzado se mantendrá constante y no será menor de 3.5 kg/cm<sup>2</sup> para mangueras hasta de 30 m de largo medidas desde la lanzadora hasta la boquilla y deberá incrementarse en aproximadamente 0.3 kg/cm<sup>2</sup> por cada 15 m de manguera en exceso de los primeros 30 m; este incremento deberá ajustarse según se observe conveniente en la obra La presión a la salida del agua no debe ser menor de 4.0 kg/cm<sup>2</sup>, y nunca deberá de ser menor que la presión de aire de lanzado.

En cuanto al mantenimiento del equipo, el manejo de la mezcla seca obliga a mantener limpio el equipo con mayor rigor que las operaciones con el concreto normal. La mezcla seca tiende a acumularse en las aspas de las mezcladoras. Tanto las boquillas como los alimentadores deben

limpiarse inmediatamente cuando el ambiente es húmedo. La supervisión y operación debe ser calificados.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### Resistencia especificada del concreto lanzado.

El concreto lanzado, ya colocado, deberá alcanzar la resistencia a compresión especificada en el proyecto, que es de 200 kg/cm<sup>2</sup> a los 28 días de edad. Cuando se obtengan resistencias a edades diferentes a los 28 días, se utilizarán los siguientes valores como indicativos de la variación esperada de la resistencia con el tiempo:

edad		Resistencia a compresión simple
A 24	horas	90 kg/cm <sup>2</sup>
A 3	días	120 kg/cm <sup>2</sup>
A 7	días	150 kg/cm <sup>2</sup>
A 28	días	200 kg/cm <sup>2</sup>

Las resistencias del concreto lanzado se obtendrán del ensaye de corazones de 3' de diámetro como mínimo, cuyos resultados serán corregidos por el factor de esbeltez para una relación de 2:1 (altura - diámetro) de acuerdo con la norma ASTM-C-42. El concreto lanzado se considerará adecuado en resistencia, si el promedio de 3 corazones ensayados a una edad de 28 días es por lo menos a 85% de la resistencia especificada, y ningún corazón tiene una resistencia menor de 75% de dicha resistencia. Además en un control estadístico, se aceptará el concreto lanzado que cumpla con los siguientes requisitos:

- ▶ No más del 20% del numero de pruebas de resistencia tendrán valores inferiores a las resistencias especificadas y el promedio de 10 pruebas consecutivas debe ser igual o mayor que las resistencias especificadas.
- ▶ No más del 1 % de las pruebas de resistencia a la edad de 28 días, podrá ser menor que la resistencia especificada menos 50 kg/cm<sup>2</sup>.

### Mediciones de control.

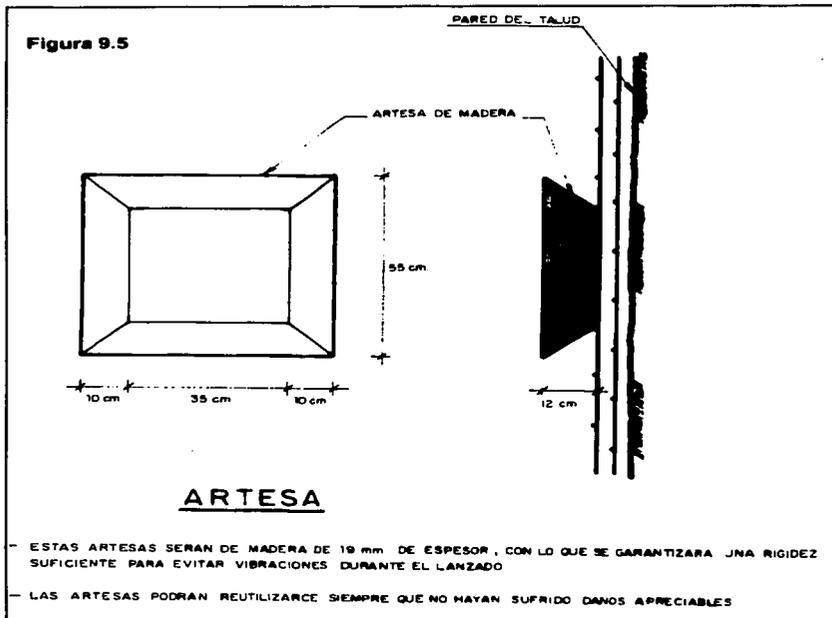
Uno de los métodos de control de concreto lanzado consiste en tomar muestras durante la aplicación y efectuar con ellas pruebas de compresión simple a diferentes tiempos.

El muestreo deberá realizarse por cada 50 m<sup>3</sup> de concreto lanzado que se aplique en la superficie excavada, deberá extraerse una muestra por medio de una artesa de madera con las dimensiones que se muestran en la figura 9.5. La artesa la formara el lanzador produciendo por entero las condiciones de lanzado que efectúa normalmente. La artesa se mantendrá firmemente sujeta a una de las paredes de la excavación de manera que al lanzar sobre ella el concreto no se mueva o caiga. No se moverá la artesa antes de 12 horas de haberse lanzado.

Otro método de control del comportamiento concreto lanzado es el de la instrumentación que básicamente consiste en la instalación de extensómetros para detectar los movimientos del terreno y de extensómetros, celdas extensométricas y cuerdas vibrantes para la medición de movimientos y deformaciones en el revestimiento del concreto lanzado.

Como método de control la instrumentación ayudara a detectar con anticipación movimientos y deformaciones que si progresaran pondrían en peligro la estabilidad de la obra. Cuando se detecta en una zona instrumentada una tendencia en los movimientos y deformaciones aunque de valores muy pequeños, deben efectuarse las medidas con más frecuencia para determinar el empleo de soportes adicionales y verificar posteriormente el efecto de estas medidas correctivas.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



ESTRUCUTURA  
 FALLA DE CONCRETO  
 MEXICO

Como las mediciones son muy pequeñas deben instalarse y medirse instrumentos embebidos en paneles testigos para poder descartar el efecto de las contracciones químicas y térmica del concreto lanzado.

### Zapatas

Una vez alcanzado el nivel de plataforma de proyecto, el método general de construcción de las zapatas será como sigue:

- Trazo de las zapatas proyectadas
- Excavación de cepas necesarias para alojar las zapatas, que se podrán realizar con taludes verticales.
- Una vez alcanzada la profundidad de desplante se procederá a colocar una plantilla de concreto pobre  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$  de 5 cm de espesor mínimo que proteja el material contra intemperización para evitar fisuramientos por pérdida de humedad.
- Sobre la plantilla se armara, cimbrara y colaran las zapatas.
- Después de construidas las zapatas, el relleno de las zanjas o cajas se realizara con tepetate compactándolo al 95% Proctor estándar.
- Finalmente, se continuara con la construcción de la superestructura.

## Pilas

Las pilas serán coladas in situ y de sección variable de acuerdo a las cargas a transferir. Las perforaciones para las pilas se podrán realizar en seco. Se colocara el acero de refuerzo holgado y centrado empleando centradores para después hacer el colado continuo con procedimiento Tremie y posteriormente iniciar la construcción ascendente de la estructura.

El procedimiento constructivo recomendado consiste en lo siguiente:

- I. Excavación del terreno hasta el nivel de plataforma de proyecto. La perforación para la construcción de las pilas desde este nivel.
- II. Trazo y localización de las pilas.
- III. Perforación en seco hasta el aglomerado areno-limoso utilizando perforadora rotatoria. La longitud de las pilas se estima que variara de 4 a 10 m garantizando un empotramiento mínimo en la toba de 1.5 m. Teniendo en consideración que las pilas que se proponen son de base de campana.
- IV. Colocación del armado en la perforación, el cual deberá estar holgado, perfectamente vertical y centrado a la sección de la perforación por medio de centradores.
- V. Construcción de las pilas hasta el nivel de contratabes colando los elementos mediante el procedimiento Tremie, procurando que este se haga de manera uniforme, manteniendo la descarga ahogada en el concreto y ascendiéndola de manera uniforme de acuerdo al avance del concreto (sin segregación).
- VI. Previo al colado de las pilas, deberá verificarse que el fondo de la perforación este libre de azolve.
- VII. Se llevara un registro detallado de las pilas, que incluya la fecha de construcción y visto bueno de la supervisión respecto a la calidad de los materiales de construcción.
- VIII. Descabece y liga estructural de las pilas a las trabes y colado de las mismas.
- IX. Construcción de la superestructura.

## Perforadoras

Son maquinas para hacer barrenos en el subsuelo, por medio de una barra en cuyo extremo inferior se coloca una herramienta de avance tal como una broca, un bote cortador, un trépano, etc.

La barra se hace girar en algunos mecanismos o bien se levanta y se deja caer rítmicamente sobre el fondo de la perforación en otros, lo cual da lugar a que las perforadoras sean rotatorias o de percusión, respectivamente.

Los sistemas rotatorios se emplean en la perforación de barrenos con o sin obtención de núcleos, en la investigación geológica, minera, de mecánica de suelos, en la perforación de grandes diámetros para fines de construcción de cimentaciones y en las conocidas perforaciones de pozos de agua y petroleras.

Estos equipos rotatorios de perforación basan su operación en la transmisión de un par motriz a una barra (Kelly) en cuyo extremo inferior se encuentra un dispositivo cortador que penetra en el terreno a base de rotación.

Para la construcción de pilas de cimentación para suelos friccionantes se emplean generalmente dos tipos de perforaciones es con sistema rotatorio, pueden estar sobre una grúa o sobre un camión (Fig. 1.1). En estas maquinas la barra de perforación se denomina comúnmente "barretón", puede ser de una sola pieza o bien telescópica de varias secciones. La selección de la perforadora mas adecuada para un proyecto dado, depende de las propiedades mecánicas que presenten los materiales del sitio, así como del diámetro y profundidad proyectados para las pilas.

Las perforadoras de percusión, a través de algún sistema que puede ser mecánico, neumático o hidráulico transmiten una serie rítmica de impactos al material a perforar por medio de un elemento de corte o ataque. Su aplicación principal es en rocas ya que en suelos se reduce su eficiencia. Para pequeños diámetros, generalmente se utilizan maquinas que por efecto de una percusión continua, transmitida a través de una serie de barras forman el agujero; existen también herramientas de mayor eficacia, conocidas como martillos neumáticos que presentan la ventaja de producir la percusión directamente en el fondo de la perforación. Con estos equipos es posible crear barrenos hasta el orden de 35 cm de diámetro.

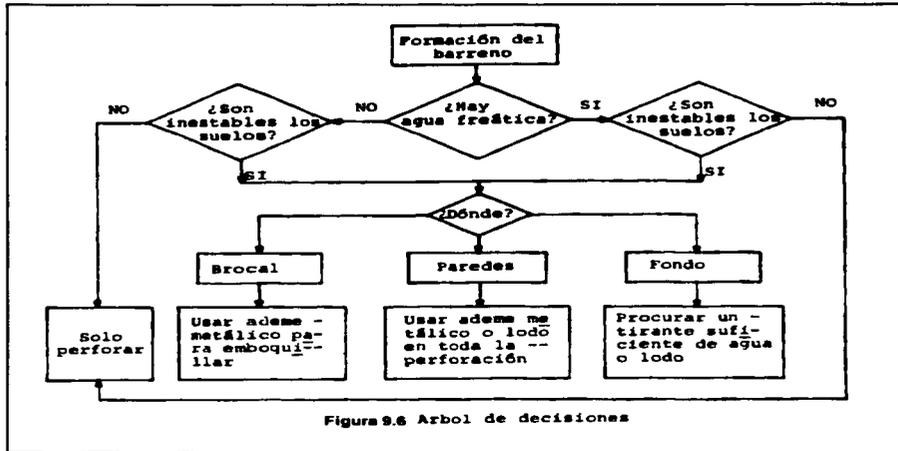
Se debe seleccionar el método constructivo que garantice la localización exacta de la perforación para la pila, su verticalidad, que el suelo adyacente a la excavación no se altere mayormente y que se obtenga un barreno limpio, que tenga y conserve las dimensiones de proyecto en toda su profundidad. Se deberá evitar en lo posible la sobreexcavación del terreno. Es normal que quede un poco de material suelto en el fondo del barreno, pero debe eliminarse en la medida de lo posible, empleando herramientas de limpieza apropiadas.

La perforación es la etapa inicial en la construcción de las pilas y consiste en formar un agujero en el subsuelo, donde posteriormente se deposita el material que formara a la pila en sí, sea este concreto reforzado, concreto simple, concreto ciclópeo, etc. Sus dimensiones dependen de los requerimientos del proyecto y su sección transversal comúnmente cilíndrica puede tener ampliación en su base en forma de campana.

En la figura 9.6 se presenta en forma general un árbol de decisiones .

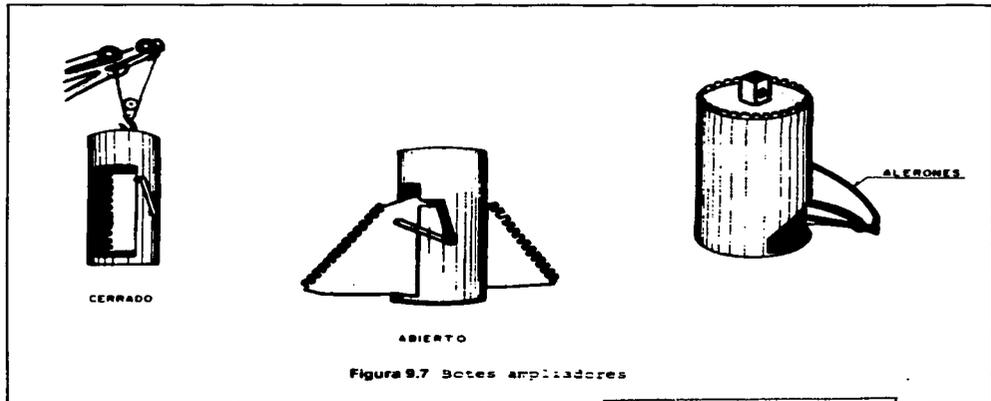
Durante la excavación del pozo debe verificarse con frecuencia la verticalidad de las paredes. Se pueden efectuar comprobaciones rápidas, colocando un nivel de carpintero sobre la barra Kelly. Cuando la herramienta de avance encuentra obstrucciones tales como boleos, cimientos antiguos o rellenos de desecho, tiende a desviarse de la vertical inclinando el barreno. Si la perforación esta apoyada sobre terreno blando, los asentamientos diferenciales que experimente pueden provocar que la barra quede desalineada. La fuerza y/o par adicional necesario cuando se atraviesan suelos muy compactos también puede alterar la alineación del barreno.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



En suelos firmes y duros con pequeñas o nulas filtraciones de agua no será necesario el ademe a menos que sea como medida de inspección para la revisión del barreno. Cuando se trate de evitar asentamientos de la superficie vecina al barreno, deberá usarse el ademe.

Cuando se especifica el empotramiento en roca, tal penetración debe alcanzarse con métodos probados, como el trepano o los botes ampliadores (Fig. 9.7). no es aconsejable el uso de explosivos cuando estos puedan causar daños al propio subsuelo o a la vecindad de la obra.



### Ademada

La protección de la perforación puede ser requerida por la inestabilidad propia del material o por la presencia del agua freática. Tal protección, que puede incluir además de las paredes el fondo de la perforación, puede lograrse mediante el uso de ademes metálicos según se describe a continuación o con todos de perforación como se indicará mas adelante.

Los ademes metálicos son tubos de diámetro acorde al de la perforación requerida para la pila. El espesor de la pared del tubo esta a función de los esfuerzos a que estará sometido durante su hincado y extracción, y su longitud depende de los problemas de inestabilidad particular de cada caso.

Pueden hincarse a una profundidad somera para proteger el inicio de la perforación de la pila (emboquillado), como en el caso de un estrato superficial de arena limpia con o sin nivel freático, apoyarse sobre el suelo estable, o bien hincarse en toda la longitud de la pila, por ejemplo, si el manto de la arena mencionado es cuando menos igual a la profundidad de aquélla (Fig. 9.8). El hincado del tubo ademe puede efectuarse mediante el empleo de un martillo golpeador o un vibrohincador bien sea en una sola operación o en varias, haciendo varios ciclos de perforaciones cortas alternadas con la colocación de tramos de ademe soldados a tope hasta lograr la longitud requerida; la extracción del material del interior del tubo se puede realizar con alguna herramienta apropiada para el tipo y condiciones del suelo, por ejemplo un bote cortador.

Los ademes metálicos empleados en la perforación de pilas pueden ser recuperables, cuando se extraen al finalizar el colado de la pila, o bien pueden perderse cuando se integran a ellas.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

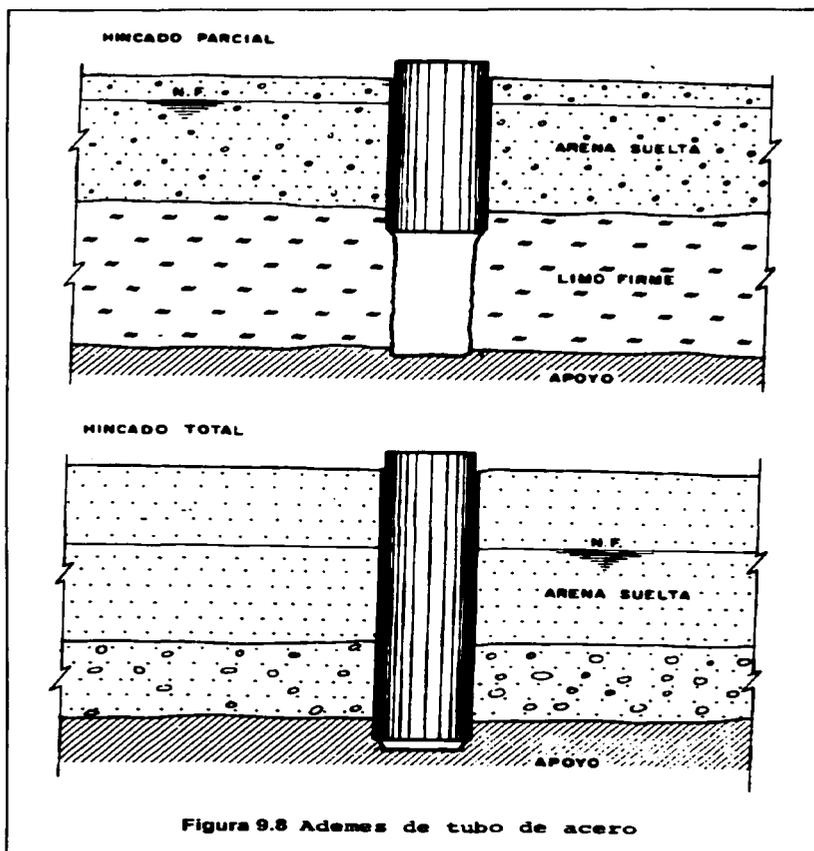


Figura 9.8 Ademes de tubo de acero

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### Con lodos bentoníticos

Se denomina lodo de perforación a una mezcla de agua con arcilla coloidal, generalmente bentonita, empleada como auxiliar en la ejecución de barrenos.

Cuando se desarrollaron los sistemas de exploración petrolera mediante máquinas rotarias, fue introducida la técnica del lodo de perforación por las ventajas que presenta sobre el agua que anteriormente se venía usando. Posteriormente se amplió el campo de acción del lodo hacia los pozos de agua, la exploración geológica y de suelos y la construcción de pilas.

Durante el proceso de perforación, el lodo se emplea para:

- Estabilizar las paredes, formando una película plástica e impermeable producida por la deposición de las partículas sólidas del lodo al filtrarse, éste a través de las paredes de la perforación. Esta película llamada también enjarre o costra, permite que se desarrollen las presiones hidrostáticas del propio lodo contra las paredes de la perforación, buscando así su estabilización. A la vez impide la pérdida excesiva del agua del mismo lodo y por supuesto el paso del agua hacia el interior del barreno, lo cual es una de las causas de inestabilidad en las paredes.

- Remover y transportar recortes del suelo, ya que al entrar en operación el equipo de perforación, se producen recortes del material excavado que son removidos del fondo y transportados hasta la superficie merced a la circulación del lodo. La capacidad para mantener en suspensión las partículas de suelo recortadas, depende entre otras cosas de la velocidad con la que fluya ascendentemente el lodo dentro de la perforación

- Enfriar y lubricar la herramienta rotatoria de corte, evitando el peligro que presenta la generación de calor por la fricción continua. Por otra parte permite la lubricación de las barras de perforación contra las paredes del barreno

- Contrarrestar sub-presiones, que se presentan por gases, artesianismo, etc.; para ello es común la adición de materiales inertes pesados como la barita.

La estabilización de perforaciones para pilas usando lodo bentonítico, se aplica a suelos inestables que presenten problemas de derrumbes ya sea por presencia del agua freática o por sus desfavorables propiedades mecánicas.

Adicionalmente el lodo permite soportar en suspensión partículas sólidas evitando con ello sedimentaciones indeseables, durante la fase de colado.

El lodo estabilizador debe sustituir progresivamente el material extraído de la perforación, teniendo especial cuidado de mantener el nivel de aquél muy cercano al brocal, para garantizar que aplique la máxima carga hidrostática sobre las paredes.

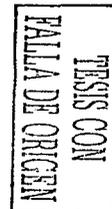
En algunos casos de gran inestabilidad, se acostumbra ademar la parte superior de la perforación dejando que el lodo bentonítico llene el resto. El análisis de estabilidad, para una perforación inundada con lodo bentonítico, debe comparar por un lado la presión hidrostática producida por el lodo en sí, contra la presión externa debida al agua existente en el sub-suelo, más la presión activa del suelo.

Cuando el análisis económico lo indica es posible reutilizar el lodo de perforación, para lo cual se requiere de ciertas instalaciones que permitan regenerar sus propiedades.

Un lodo puede perder sus propiedades específicas para perforación cuando se contamina por captación de sólidos indeseables, ya sean arcillas que provoquen un incremento en la viscosidad o arenas de las formaciones atravesadas que causen problemas de sedimentación no controlada.

Cuando se contamina con arcilla, la regeneración del lodo se realiza agregando agua para diluir la mezcla; en ocasiones se emplean aditivos que la mejoran, sin embargo, siendo la arena el contaminante más común, se han desarrollado algunas técnicas para separarla del lodo, entre las cuales destacan las siguientes:

- ▶ Empleo de tanques de sedimentación, que pueden ser portátiles o bien formados en el sitio, hacia los cuales se envía el lodo, dejándolo en reposo un periodo de tiempo suficiente para que ocurra la separación por simple sedimentación
- ▶ Uso de mallas vibratorias de diferentes aberturas colocadas en serie o en paralelo a las que un motor transmite vibraciones de manera que se facilite el paso del lodo a través de ellas iniciando su recorrido obviamente por la de mayor diámetro. El lodo filtrado se



recupera en tanques donde por sedimentación termina su tratamiento para ser utilizado nuevamente

- Aplicación de hidro-ciclones para la separación de arenas, cuya función es separar la fracción fina de sólidos que no fue posible retener en las mallas. En la Fig. 9.9 se presenta esquemáticamente un hidro-ciclón en operación.

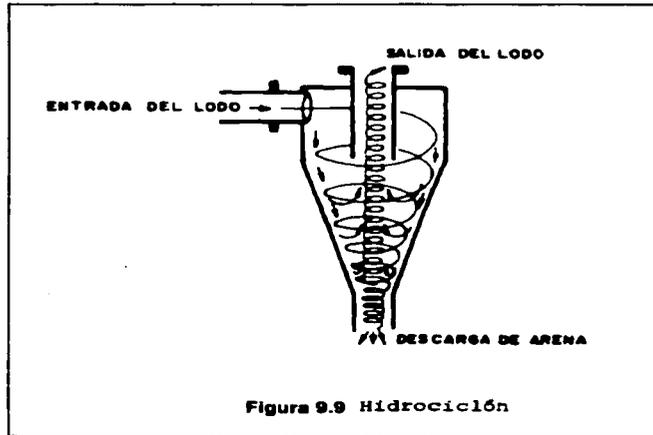


Figura 9.9 Hidrociclón

### Acero de refuerzo

El acero de refuerzo debe habilitarse (cortado, doblado), armarse y colocarse apegándose a las instrucciones señaladas en los planos. A continuación se describen aspectos de importancia en la colocación del acero de refuerzo.

### Traslapes

Para el corte y armado del acero de refuerzo debe planearse su secuencia de utilización con el objeto de que además de procurar que los empalmes o traslapes no queden en la misma sección transversal, de acuerdo a los reglamentos respectivos, se logre un aprovechamiento más racional del mismo. La Fig. 9.10 ilustra varillas de longitud comercial de 12 m en un armado de 16 m de largo.

Cuando un elemento estructural requiere varillas de mayor longitud que las que normalmente se fabrican, se recurre a traslaparlas o empalmarlas para alcanzar la longitud requerida en los planos del proyecto. Para varillas del No. 8 y menores, se recomiendan usar traslapes de longitud equivalente a 40 diámetros de la varilla, aunque nunca menores de 30 cm (12").

Para las varillas del No. 10 o mayores no se aconseja el traslape y debe recurrirse soldadarlas.

Cuando en una sección transversal concurren mas del 50% de los traslapes, la longitud de estos deberá ser 20% mayor; los estribos de dicha zona de traslapes deberán tener el espaciamiento mínimo posible. Para refuerzo en espiral, el traslape deberá ser equivalente a 1.5 vueltas.

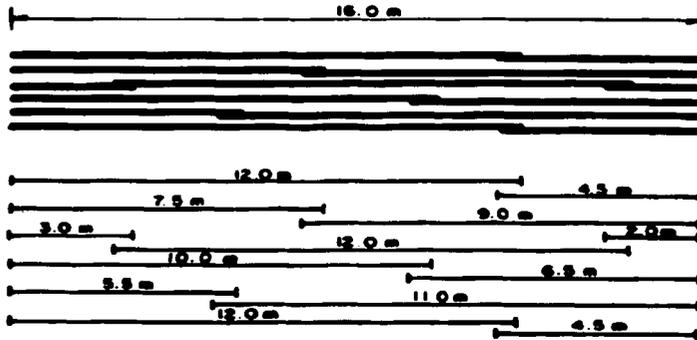
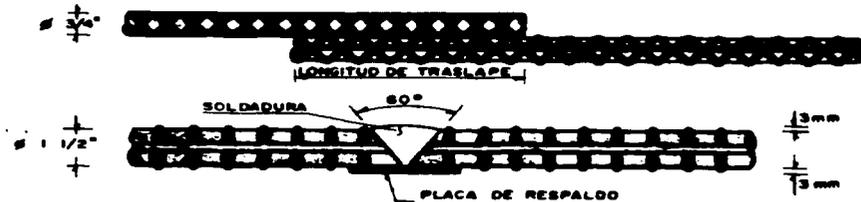


Figura 9.10

Secuencia de utilización de varillas de 12 m de longitud y 1/2"  $\phi$  en un armado de 16 m de longitud



Detalle de traslape y soldadura de varillas

### Ganchos y dobleces.

Cuando por el espacio disponible no es posible dar la longitud necesaria para desarrollar el esfuerzo de adherencia entre el concreto y el acero, se recurre a la técnica de efectuar dobleces en el extremo de varilla, a fin de formar ganchos o bien escuadras. Estos dobleces en el extremo de varilla, a fin de formar ganchos o escuadras.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## Recubrimientos y espaciamientos

Se denomina recubrimiento al espesor de concreto remanente entre la cara exterior del elemento estructural de concreto y la cara exterior del acero de refuerzo mas cercano pudiendo ser una varilla longitudinal o un estribo. Dicho recubrimiento tiene por objeto proteger el acero de refuerzo de los agentes adversos, atmosféricos o químicos del ambiente en el que va a estar trabajando el elemento de concreto.

Se aconseja el siguiente recubrimiento mínimo para una pila: 3" para un ambiente inocuo y 4" para un ambiente agresivo.

La distancia libre entre varillas paralelas no deberá ser menor que el diámetro nominal de la varilla, o una y media veces el tamaño máximo de agregado y nunca menor de 2.5 cm lo que sea mayor. Cuando se usen paquetes de varillas, estos deberán tener 4 varillas como máximo y las mismas deberán terminarse a intervalos de 40 diámetros, salvo que sean necesarios en toda la longitud.

Para los estribos circulares o rectangulares, la separación entre los mismos no debe ser mayor que 16 veces el diámetro de la varilla longitudinal o 48 veces el diámetro del estribo o la dimensión menor del elemento.

## Manejo y colocación

Cuando por las necesidades de la obra, de acuerdo al procedimiento constructivo, el acero de refuerzo deba armarse en un sitio para posteriormente colocarlo en una cimbra o dentro de una perforación para pila, además del acero especificado para cumplir con los requisitos estructurales, debe colocarse refuerzo adicional a manera de formar armaduras que permitan el manejo del acero de refuerzo, ya armado, sin que se presenten deformaciones, movimientos o desplazamientos del lugar que ocupará dicho refuerzo en el futuro elemento de concreto. La forma de armar el acero de refuerzo para permitir su manejo, dependerá de la longitud y peso del mismo, así como del equipo disponible para su manejo.

Cuando el método constructivo empleado establezca la extracción del ademe, se debe tener cuidado para evitar que el refuerzo se altere o quede en contacto con el suelo durante tal extracción.

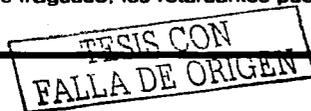
## Concreto

Además de los requisitos de calidad que deben cumplir los materiales que intervienen en la fabricación del concreto, deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos, para asegurar la calidad de la construcción de pilas.

- ✓ **Tamaño del agregado.** Es importante que el concreto pase libremente entre los intersticios del acero de refuerzo para que logre ocupar todo el volumen excavado para la pila, por lo que se recomienda que el tamaño máximo de los agregados no sea mayor de 2/3 partes de la abertura mínima entre el acero de refuerzo o del espesor del recubrimiento, lo que sea más pequeño
- ✓ **Revenimiento.** Para lograr resultados óptimos en el colado, es fundamental el buen proporcionamiento de la mezcla de concreto.

Se recomienda un revenimiento de 15 a 20 cm además del empleo de aditivos con el fin de retardar el fraguado durante el colado y mejorar las características de trabajabilidad. Es importante asegurar un colado continuo para evitar juntas frías

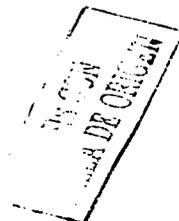
- ✓ **Aditivos.** No se aconseja el uso de acelerante de fraguado; los retardantes pueden ser útiles en ciertos casos y los fluidificantes también.



### Colocado en seco

Antes de proceder al colado del concreto es fundamental efectuar una limpia cuidadosa del fondo, eliminando los azolves o recortes sedimentados en el fondo de la perforación, mediante herramientas apropiadas.

El colocado en seco del concreto tiene como fin evitar la segregación. Cuando la perforación esta totalmente libre de agua y su sección transversal lo permite, el colado se puede realizar por medio de recipientes especiales o "bachas" que descargan por el fondo, las cuales se movilizan con ayuda de malacates o bien con grúas (Fig. 9.11).



### Colocado bajo agua o lodo

Cuando el concreto debe colocarse bajo el agua o bajo lodo bentonítico, se acostumbra emplear una o varias tuberías estancas (tremie) de acuerdo con las dimensiones de la pila, cuyo diámetro interno sea por lo menos seis veces mayor que el tamaño máximo del agregado grueso del concreto. Para su manejo puede estar integrada por varios tramos de 3 m de longitud como máximo, fácilmente desmontables, por lo que se recomienda que tengan cuerdas de listón o trapezoidales. Es imperativo que la tubería sea perfectamente lisa por dentro y aconsejable que también lo sea por fuera (Fig. 9.12a), lo primero para facilitar el flujo continuo y uniforme durante el colado y lo segundo para evitar atoramientos de la tubería con el armado. Arriba de la tubería se acopla una tolva para recibir el concreto, de preferencia de forma cónica y con un ángulo comprendido entre 60° y 80° (Fig. 9.12b).

Durante la movilización y transporte de los tubos, es recomendable engrasar y proteger sus cuerdas con anillos especiales roscados.

Los diámetros usuales para estas tuberías varían entre 20 y 25 cm (8" a 10") y sus espesores de pared entre 6 y 8 mm.

Para realizar con rapidez las maniobras de acoplamiento y desacoplamiento de la tubería, es conveniente contar con un dispositivo especial para apoyarla y sujetarla, como el que se muestra en la figura 9.13.

El procedimiento de colado mediante tubería *Tremie* siempre busca colocar el concreto a partir del fondo de la perforación dejando permanentemente embebido el extremo inferior de la misma; así, al avanzar el colado tiene lugar un desplazamiento continuo del lodo (o agua) manteniendo una sola superficie de contacto (la del primer volumen de concreto colocado).

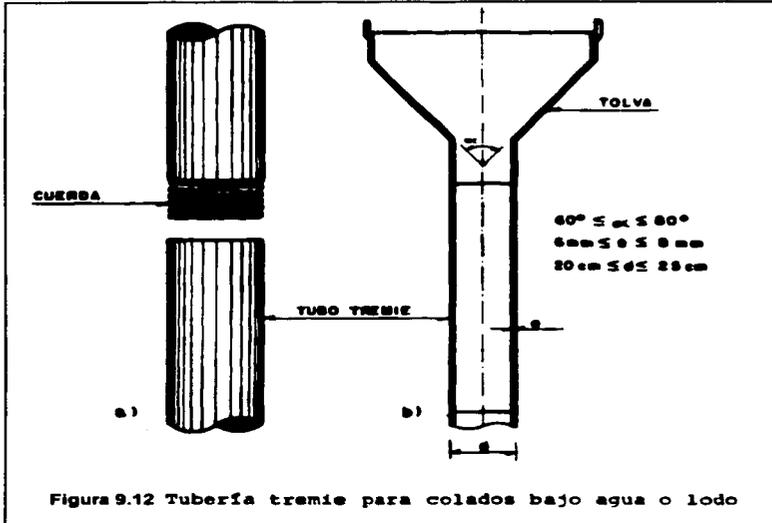


Figura 9.12 Tubería tremie para colados bajo agua o lodo

La gran diferencia en densidades entre el concreto fluido ( $2.4 \text{ ton/m}^3$ ) y el lodo ( $1.04 \text{ ton/m}^3$ ) ayuda a que dicho desplazamiento se efectúe eficazmente; es conveniente seguir las siguientes recomendaciones para lograr buenos resultados.

Revisar la tubería antes de que sea colocada dentro de las perforaciones, asegurándose del buen estado y engrasado de las cuerdas y comprobando que no tenga desajustes entre las uniones de sus tramos que puedan provocar la entrada del lodo (o agua) en su interior (en colados bajo agua esta recomendación es extremadamente importante, aconsejándose en ciertos casos usar cinta adhesiva quirúrgica o equivalente sobre las juntas de la tubería para evitar filtraciones).

Una vez instalada la tubería dentro de la perforación y antes de empezar el colado, es necesario colocarle en su extremo superior un tapón deslizante (diablo) como se observa en la Fig. 9.14 que puede ser una cámara de balón inflada, una esfera de polipropileno, un atado de bolsas vacías de cemento o bentonita, etc., el cual tiene como función primordial evitar la segregación del concreto al iniciar el colado, ya que después el mismo concreto en el interior de la tubería se encarga de amortiguar la caída evitando este efecto.

TESIS CON  
LÍNEA DE ORIGEN

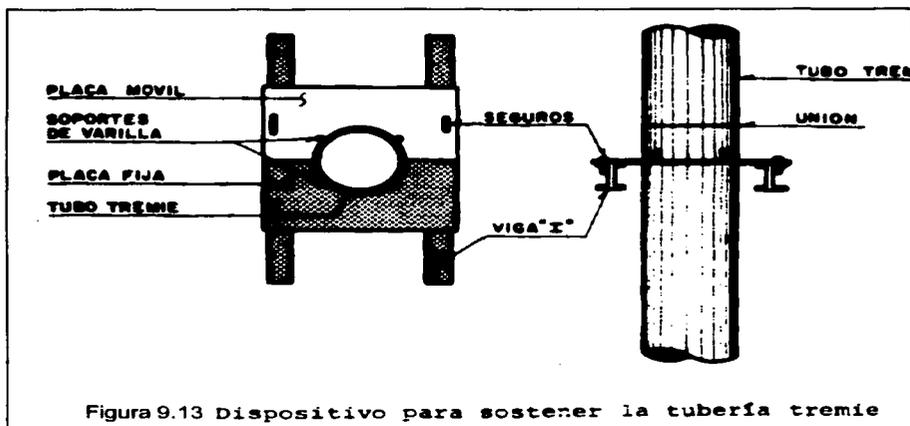


Figura 9.13 Dispositivo para sostener la tubería tremie

Al iniciar el colado, el extremo inferior de la tubería debe estar ligeramente arriba del fondo de la perforación (no más de un diámetro de la tubería) para que permita la salida del tapón y del primer volumen de concreto; después de ello y durante todo el colado, el extremo inferior de la tubería debe permanecer siempre embebido en el concreto fresco, para lo cual es indispensable llevar un registro continuo de los niveles reales del concreto alcanzados durante su colocación para que en el momento que se juzgue conveniente se puedan retirar tramos de la tubería sin el riesgo de que ésta quede fuera del concreto.

La operación del colado debe ser realizada en forma continua, para evitar el peligro de que durante los lapsos de espera, el concreto inicie su fraguado y se provoquen taponamientos.

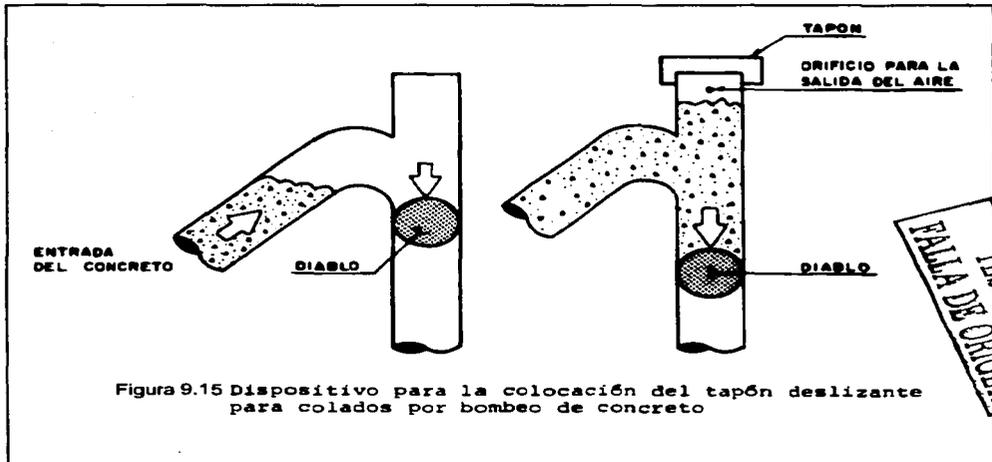
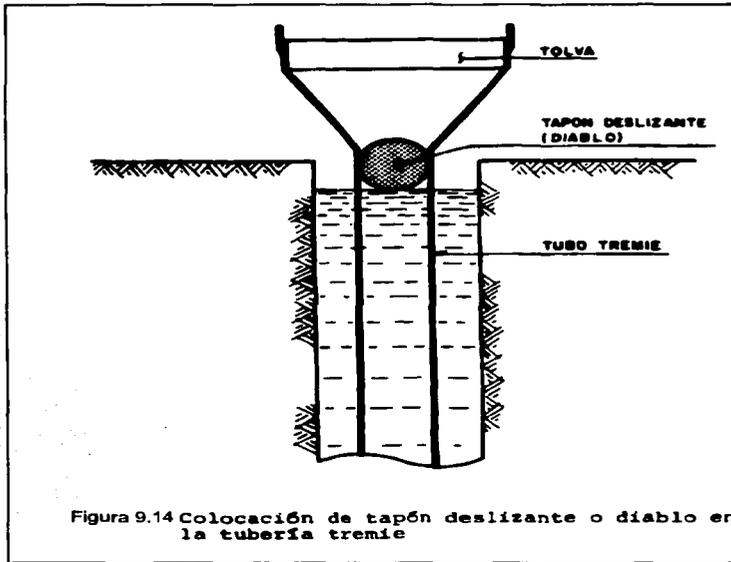
Este método de colado con tubería *Tremie* también puede utilizarse para colocar el concreto en seco.

Existen tendencias de parte de los constructores de cimentaciones para usar equipo de bombeo para concreto en el colado de pilas. En tal caso es importante asegurar una granulometría de agregados que evite la segregación.

Es conveniente, hacer notar que este método presenta además ciertos problemas, como por ejemplo la dificultad de colocar el tapón antes de iniciar el colado, que puede resolverse mediante el implemento que se observa en la Fig. 9.15. Si la línea de conducción de concreto desde la bomba hasta la pila es grande, es probable que ocurran taponamientos en la misma, los cuales se pueden agudizar debido a la necesidad de mantener embebido en el concreto el extremo de salida.

Por lo anterior, el empleo de concreto bombeado directamente hasta el fondo de las perforaciones estabilizadas con lodo o agua debe hacerse con ciertas reservas, siendo preferible en caso de ser usado, combinarlo con tubería convencional *Tremie*.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



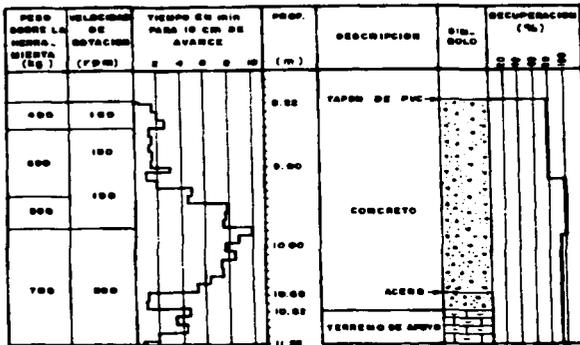
ESTRUCUTURA  
 FALLA DE ORDEN  
 TESIS CON

Verificación de calidad

Métodos directos

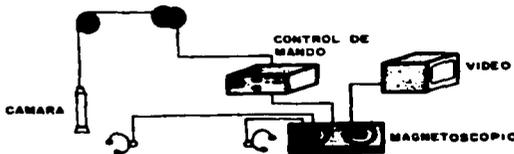
TEST CON FALLA DE ORIGEN

1. *Muestreo.* Uno de los métodos directos de verificación de la calidad de las pilas consiste en la ejecución de perforaciones con obtención continua de núcleos de concreto a todo lo largo de ellas, empleando máquinas rotarias y barriles muestreadores con broca de diamante. El empleo de este sistema presenta la ventaja de que físicamente se puede deducir de la observación de los núcleos la presencia o ausencia de anomalías en el concreto provocadas por contaminación, disgregación o deslave del concreto. Asimismo, es posible detectar la calidad en el contacto de la pila con el terreno natural.



a Ejemplo de un registro de perforación para verificar la calidad de una pila

Figura 9.16



b Esquema de un circuito de televisión para verificación de pilas

Adicionalmente a lo anterior se puede verificar la resistencia real del concreto mediante ensayos de compresión en las muestras cilíndricas obtenidas. En la Fig. 9.16a se presenta un ejemplo de registro de perforación para la inspección de una pila.

El empleo de este método implica algunos inconvenientes entre los que destacan los siguientes:

- ✓ El costo es elevado, ya que las brocas de diamante son caras.
- ✓ Imposibilidad de detectar anomalías en toda la sección transversal de la pila, ya que generalmente las perforaciones se realizan al centro de la misma y dado lo reducido de su diámetro deja la incertidumbre del estado que guarda la pila cerca de su

periferia.

✓ La resistencia obtenida de los núcleos de concreto tiende a estar por debajo de la obtenida de cilindros durante el colado, por lo que el juicio sobre la calidad de la pila debe considerar esta limitación.

✓ El tiempo de ejecución de la perforación resulta bastante grande en comparación con otros métodos.

2. Circuito de televisión. Este método consiste en el empleo de pequeñas cámaras de televisión que son introducidas en perforaciones previas realizadas en las pilas y que permiten la observación directa de las paredes y de fondo de las mismas. Tiene las desventaja de que únicamente se pueden detectar fallas muy marcadas como lo son grandes huecos dejando dudas en cuanto a contaminación o disgregación del concreto no muy severas pero si importantes para el comportamiento de la pila. En la figura 9.16b se presenta un esquema de este método.

### Métodos indirectos.

Se han desarrollado métodos indirectos para la detección de anomalías o fallas durante la construcción de pilas, que pueden resultar mas baratos que los directos. Una limitante general que presentan estos métodos es la falta de información sobre la resistencia del concreto.

- A. Método del eco. El sistema consiste en la emisión de una vibración generada en la cabeza de la pila y la captación de ella con un receptor colocado en la parte superior de la misma. Por medio de un osciloscopio se registra el tiempo que transcurre en el momento de la emisión de la onda y su recepción a fin de determinar la distancia recorrida conociendo su velocidad de propagación (Fig. 9.17). Una desventaja que presenta este metodo es que cuando es detectada la primera anomalía en los primeros metros, si esta es de importancia las subsecuentes no tendrán la lectura correcta.

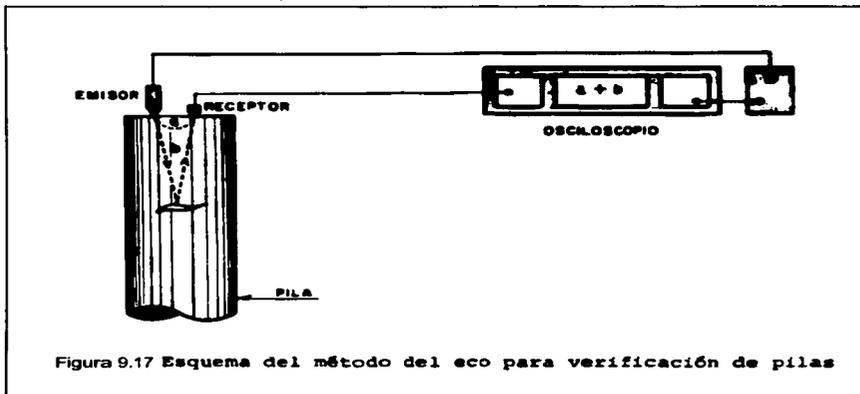


Figura 9.17 Esquema del método del eco para verificación de pilas

- B. Método Cross Hole. Consiste en la emisión de una vibración pero en vez de ser producida en la cabeza de la pila, se genera dentro de un tubo lleno de agua que se coloca fijo en el armado de la pila previamente al colado (Fig. 9.18). la captación de esa onda se realiza por medio de un receptor colocado al mismo nivel del emisor pero en otro tubo después de haber atravesado el cuerpo de la pila. La operación se repite a lo largo de la pila obteniendo una grafica en la cual se presenta un el tiempo de propagación.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

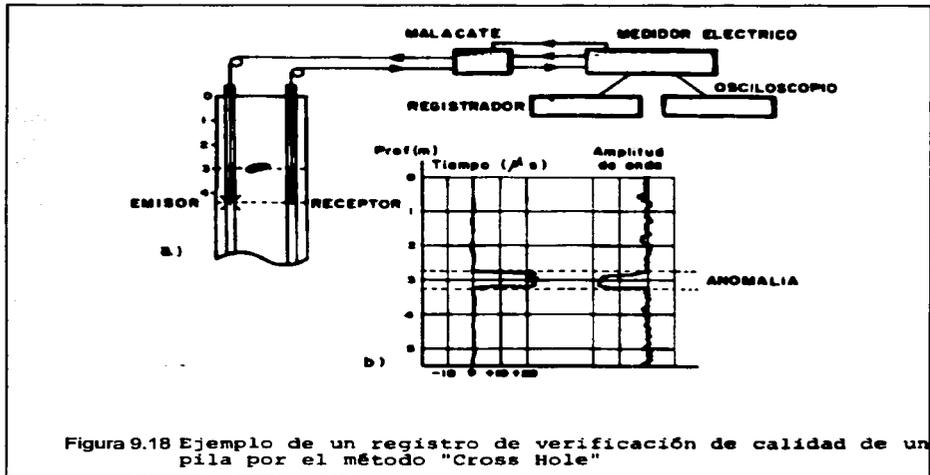
Cada anomalía detectada se caracteriza por una disminución drástica de la amplitud de onda captada y un incremento en el tiempo recorrido.

Ventajas

- ✓ Buena localización de anomalías tanto en profundidad como en la sección de las pilas siempre que el número de tubos para la ejecución de las determinaciones sea suficiente.
- ✓ Interpretación en forma inmediata.
- ✓ Registro continuo de toda la longitud de la pila.

Desventajas

- Imposibilidad de detectar la calidad del contacto entre la pila y el terreno natural.



HECHO CON  
FALLA DE ORIGEN

# Capítulo X

Los sondeos exploratorios que requieren una profundidad considerable podemos darnos cuenta de que utilizamos diámetros muy pequeños para conocer el subsuelo (SPT) al que le vamos a transferir las cargas por eso debemos tener mucho cuidado con los sondeos y complementar los sondeos con información histórica con respecto a la geología del lugar. Ya que principalmente en la zona de lomas existieron minas en las cuales extrajeron material, y el diámetro de nuestro equipo de sondeos es muy pequeño.

La ingeniería civil aplicada al diseño de cimentaciones y sistemas de contención para alojar la excavación de las estructuras proyectadas constituye un campo en el que se necesita un buen juicio y conocimientos para la ejecución e interpretación de los estudios geotécnicos como en la aplicación de métodos y teorías empleados en los procesos de cálculo.

El desarrollo de este trabajo permitió corroborar esta visión. Aun los lineamientos establecidos por el reglamento de construcciones exigen que el panorama de su empleo no se remitan solamente al uso directo de formulas y expresiones, sino que debe de haber un complemento amplio basado en las observaciones y experiencias de casos similares al de estudio.

Para el ingeniero interesado en diseño y construcción de cimentaciones y obras de terracería, las propiedades físicas de los suelos, tales como permeabilidad, resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad, interacción con el agua, etc., son de primordial importancia ya que nos dan a conocer la problemática del suelo o de la zona en la que se piensa construir y así contar con los elementos suficientes para obtener la óptima solución. Para el diseño final de las estructuras importantes, la clasificación debe ser complementada por pruebas de laboratorio que determinen las características de comportamiento del suelo, tales como permeabilidad, consolidación, resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad, etc., para condiciones de campo previstas.

Los estudios se inician con un reconocimiento detallado del lugar donde se localiza el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación.

El moderno desarrollo de las actuales vías de comunicación, tales como canales, caminos o ferrocarriles, así como el impulso que la construcción de presas de tierra ha recibido en todo el mundo en los últimos años y el desenvolvimiento de obras de protección contra la acción de ríos, por medio de bordos, etc., han puesto al diseño y construcción de taludes en un plano de importancia ingenieril de primer orden. Tanto por el aspecto de inversión, como por el de consecuencias derivadas de su falla, los taludes constituyen hoy una de las estructuras ingenieriles que exigen mayor cuidado por parte del proyectista.

El trabajo de la colocación de anclas (sistema de contención) debe ser realizado y supervisado por personal especializado y con basta experiencia ya que este sistema de contención quedara de forma permanente y algún error tanto en su diseño como en su construcción podría acarrear resultados desastrosos.

Los resultados aquí presentados son aplicados exclusivamente al predio en estudio, en que se consideraron las condiciones locales de los materiales en el sitio y de las condiciones particulares del proyecto.

Por ultimo, el anterior trabajo puede servir de guía para proyectos con características similares y como una guía de consulta para estudiantes y profesores de ingeniería.

# **ANEXO FOTOGRAFICO**

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Av de las Flores, Lotes 6, 7 y 8



Foto 1 y 2  
Panorámicas del predio en estudio y  
localización de sondos de penetración estándar



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

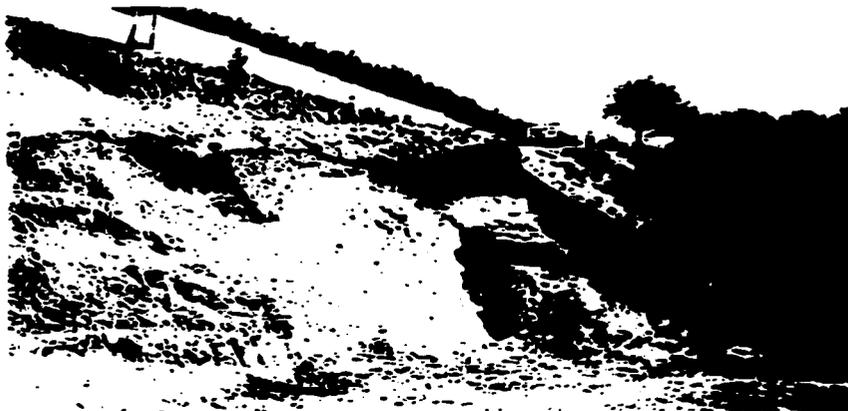


**Foto 3**  
**Aspecto de los trabajos**  
**durante la ejecución del sondeo**  
**de penetración estándar SPT-1**

TRABAJOS CON  
FALLA DE ORIGEN

**Foto 4**  
**Vista del personal y equipo**  
**en la realización del SPT-2**

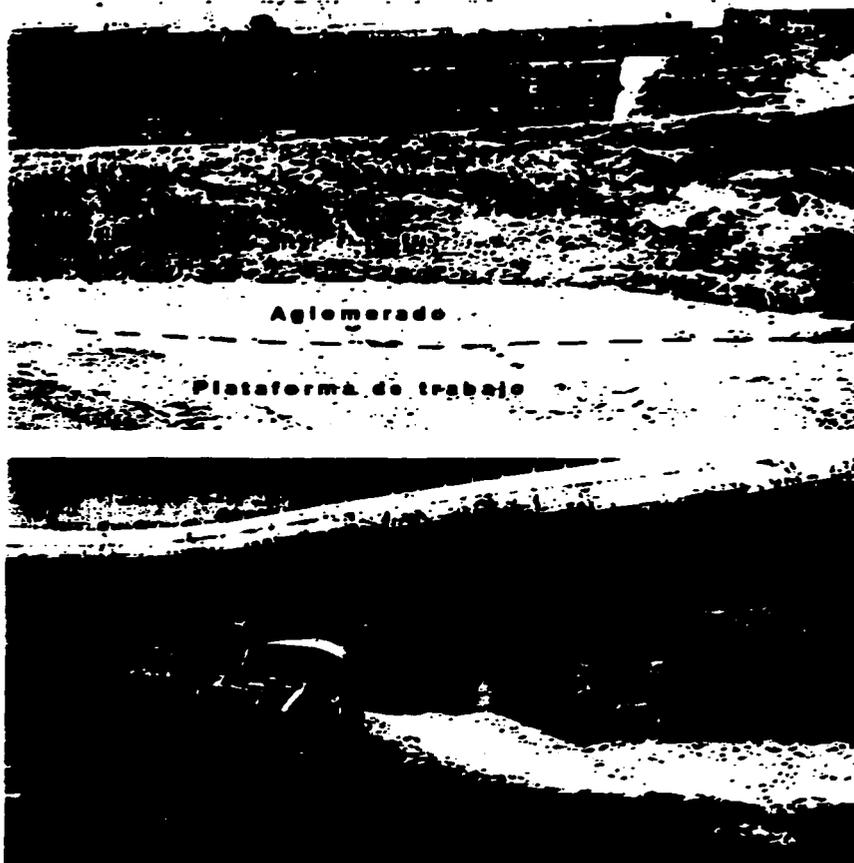




**Foto 5** Vista panorámica del sitio cercano al sondeo SPT-6



**Foto 6** Acercamiento al sitio de trabajo del sondeo SPT-6



Fotos 7 y 8 Estratigrafía encontrada en el lugar, donde se aprecia la existencia del Muro Hilfiker para contener los rellenos que conforman la Av de las Flores

Av de las Flores. Lotes 6, 7 y 8



Fotos 9 y 10  
Vista y detalle de la estratigrafía  
encontrada en un corte realizado  
cerca de la ubicación del SPT-6



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## BIBLIOGRAFÍA

- ❑ **MARZAL RAUL J. y MAZARI MARCOS**, "El Subsuelo de la Ciudad de México". Publicación 505, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1987. 1984.
  
- ❑ **MOOSER TAMÉZ**, et. Al., "Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México", COVITUR, 1986.
  
- ❑ **JUÁREZ BADILLO y RICO RODRÍGUEZ**, "Mecánica de Suelos Vol. I", 2da. Edición, LIMUSA, México, 2000.
  
- ❑ **JUÁREZ BADILLO y RICO RODRÍGUEZ**, "Mecánica de Suelos Vol. II", 2da. Edición, Editorial LIMUSA, México, 2000.
  
- ❑ **PECK, HANSON y THORNBURN**, "Ingeniería de Cimentaciones". Segunda Edición, Editorial LIMUSA, México, 1989.
  
- ❑ **FACULTAD DE INGENIERIA**, "Diseño Y Contrucción de Cimentaciones", Vols. I y II, notas de curso, UNAM, México, 1990
  
- ❑ **T. F. RYAN**, "Concreto Lanzado". Publicaciones IMCYC – LIMUSA.
  
- ❑ **DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL**, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones". México, 1987.

- 1.3 **WHITLOW ROY**, "Fundamentos de Mecanica de Suelos", Compañía Editorial Continental, S. A. De C. V.
- 1.4 **GRAUX DANIEL**, "Fundamentos de Mecanica de Suelos, Proyecto de Muros y Cimentaciones", Editores Técnicos Asociados S. A., Barcelona España, 1975.
- 1.5 **CROSS P. JOHN**, "Civil Engineering – ASCE", U. S. A., Illinois, 1982 .
- 1.6 **SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS**, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", S. M. M. S., A. C., México, 1989.
- 1.7 **COMISION NACIONAL DEL AGUA**, "Mecanica de Suelos Instructivo para Ensaye de Suelos", Colección Breviarios del Agua, México, 1990.
- 1.8 **BRAJA M. DAS**, "Fundamentos de Ingenieria Geotecnica", Editorial Thomson Learning.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN