



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO.**

**Facultad de Ingeniería.**

***“ Título de la Tesis ”***

**Comportamiento de la arcilla del Valle de México.**

**Como requisito para obtener el título de Ingeniero Civil.**

**Presenta :**

***“ Armando García Pérez ”***

**Director de la Tesis :**

***M.I. Agustín Deméneghi Colina.***



291378

México D.F. a 22 de Septiembre del 2000.



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/031/99

Señor  
**ARMANDO GARCIA PEREZ**  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

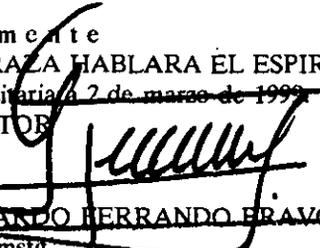
**"COMPORTAMIENTO DE LA ARCILLA DEL VALLE DE MEXICO"**

- I. EVOLUCION DE LA MECANICA DE SUELOS EN LA CIUDAD DE MEXICO
- II. CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y GEOTECNICAS EN EL VALLE DE MEXICO
- III. ESTUDIOS GEOFISICOS EN EL VALLE DE MEXICO
- IV. METODOS DE EXPLORACION Y MUESTREO EN LOS SUELOS
- V. PRUEBAS ESTATICAS Y DINAMICAS PARA EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS
- VI. UN METODO PARA EL CALCULO DE LAS DEFORMACIONES EN LOS SUELOS UTILIZANDO LA CURVA ESFUERZO DEFORMACION REAL.
- VII. INGENIERIA SISMICA Y COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LA ARCILLA DE LA CIUDAD DE MEXICO.
- VIII. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE EXCAVACIONES EN LA ARCILLA DEL VALLE DE MEXICO.

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria a 2 de marzo de 1999  
EL DIRECTOR

  
ING. GERARDO FERRANDO BRAVO  
GFB/GMP/mstg.

## DEDICATORIA

*Le dedico esta Tesis a mis padres Guillermo García Mendoza y Paz Pérez Hernández ya que sin su apoyo no hubiera sido posible que alcanzara las metas que me he propuesto en la vida.*

## AGRADECIMIENTOS

*Primero agradezco a dios por haberme dado la vida y mostrarme el camino para ser una persona de bien, también agradezco a mis padres por su apoyo incondicional, por haber confiado en mí y permitirme elegir libremente mi profesión, a mis hermanos que siempre han estado junto a mí en los momentos más difíciles de mi vida, a mis maestros y en particular a mi director de Tesis que han invertido mucho tiempo en mi educación para que pueda lograr el éxito en mi carrera.*

## PRÓLOGO

La Tesis que se presenta a continuación y que se titula " Comportamiento de la arcilla del Valle de México " tiene la finalidad de presentar un panorama muy amplio del comportamiento desde el punto de vista de la mecánica de suelos de uno de los suelos más conflictivos, tanto en condiciones estáticas como en condiciones dinámicas, siendo además un sitio de alto riesgo sísmico ya que las condiciones locales de ese lugar amplifican las ondas sísmicas; la importancia de conocer el comportamiento de este suelo radica en que sobre él descansan gran cantidad de estructuras que forman parte de una de las ciudades más grandes del mundo, en la cual existe una infraestructura económica, social, política y cultural básica para el desarrollo de México.

El contenido de esta Tesis abarca un estudio detallado de las propiedades estáticas y dinámicas de la arcilla del Valle de México, las características geológicas de los depósitos lacustres, los métodos de exploración y muestreo, y las pruebas estáticas y dinámicas necesarias para conocer el comportamiento de los suelos bajo ciertas condiciones de carga; también se propone un método para calcular las expansiones y los asentamientos en la arcilla del Valle de México, y dicho método se compara con los métodos que en la actualidad se utilizan para calcular las deformaciones en el suelo; además se estudian las ondas sísmicas y su relación con el comportamiento de las cimentaciones en el Valle de México y el diseño sísmico de las cimentaciones en el Distrito Federal, adicionalmente se incluyen las experiencias adquiridas durante la construcción del sistema de transporte colectivo ( Metro ) de la Ciudad de México.

A continuación se describe brevemente el contenido de los ocho capítulos que comprende esta Tesis.

En el primer capítulo se hace una breve reseña histórica de la evolución de la mecánica de suelos en la Ciudad de México, y se mencionan de los problemas relacionados con la consolidación de la arcilla ocasionada por la sobreexplotación de los acuíferos, así como la forma en la que estos asentamientos han afectado a las estructuras, también se describe la respuesta que han tenido las estructuras cimentadas con diversos sistemas estructurales durante los eventos sísmicos más importantes, las zonas más afectadas y las consecuentes modificaciones que ha tenido el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

El segundo capítulo describe las características geológicas y geotécnicas más importantes del Valle de México, los procesos que dieron lugar a los diferentes tipos de suelos y sus características más importantes, además de la zonificación geotécnica que considera el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

El tercer capítulo está enfocado a los estudios geofísicos que se realizaron en el Valle de México a raíz de los sismos de 1985 que evidenciaron el problemático comportamiento de las estructuras cimentadas en la zona de transición y aún más en la zona del lago; la finalidad de estos estudios fue conocer en forma aproximada los suelos y rocas comprendidos en los primeros 500m de profundidad.

En lo que respecta al cuarto capítulo, este abarca los métodos de exploración para conocer las características particulares de los estratos de suelo en un sitio determinado, así como las técnicas para la obtención de muestras necesarias para su posterior estudio en el laboratorio.

El capítulo cinco describe las pruebas estáticas que se realizan en el laboratorio para conocer la respuesta del suelo ante cargas estáticas, además de las diversas pruebas dinámicas de laboratorio en las que se realizan ciclos de carga y descarga y se obtienen las correspondiente deformaciones; adicionalmente se describen las pruebas dinámicas de campo en las que se obtienen las velocidades de las ondas que se propagan en suelo, y que sirven para obtener algunas de sus propiedades dinámicas como los módulos dinámicos E y G

El sexto capítulo de la tesis propone un nuevo método que permite calcular las deformaciones en los suelos, y que particularmente se aplica a la arcilla del Valle de México para conocer las deformaciones instantáneas y diferidas; este método utiliza la curva esfuerzo-deformación obtenida de pruebas triaxiales estáticas, y sus parámetros han sido ajustados con mediciones reales de expansiones del suelo durante las excavaciones y con los asentamientos registrados en estructuras cimentadas en la arcilla del Valle de México; además se incluyen los resultados de los movimiento del terreno que se calcularon con el método no lineal y se compararon con los valores obtenidos con los métodos convencionales, demostrándose así la validez del método.

El capítulo siete describe los mecanismos que originan los temblores, su clasificación y el comportamiento dinámico de la arcilla de la Ciudad de México, así como respuesta que presentaron las estructuras durante los eventos sísmicos de 1985, y el análisis y diseño sísmico de las cimentaciones según el actual Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

El último capítulo menciona los procedimientos constructivos de las excavaciones realizadas en la arcilla del Valle de México, así como las experiencias que se han obtenido con la construcción de Metro, y los métodos y equipos empleados en las excavaciones necesarias para la construcción de pilas y el hincado de pilotes en la zona lacustre.

# INDICE

## ***Título de la Tesis : Comportamiento de la arcilla del Valle de México.***

<b>Capítulo I Evolución de la Mecánica de Suelos en la Ciudad de México.....</b>	<b>1</b>
<i>Introducción.....</i>	<i>1</i>
<i>Hundimientos del terreno.....</i>	<i>7</i>
<i>Asentamiento de edificios en la zona del lago.....</i>	<i>11</i>
<i>Proyecto Texcoco.....</i>	<i>13</i>
<i>Actividad sísmica en el Valle de México y modificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.....</i>	<i>16</i>
<i>Comportamiento de las cimentaciones.....</i>	<i>19</i>
<i>Comportamiento y evolución de los pilotes.....</i>	<i>20</i>
<i>Cimentaciones en la zona de lomas.....</i>	<i>23</i>
<i>Evolución de los procedimientos constructivos en las excavaciones en la arcilla de la Ciudad de México.....</i>	<i>24</i>
<i>Túneles en suelos blandos.....</i>	<i>25</i>
<b>Capítulo II Características geológicas y geotécnicas del Valle de México.....</b>	<b>26</b>
<i>Introducción.....</i>	<i>26</i>
<i>Marco geológico general.....</i>	<i>26</i>
<i>Marco paleoclimático.....</i>	<i>29</i>
<i>Marco vulcanológico.....</i>	<i>31</i>
<i>Estratigrafía general.....</i>	<i>32</i>
<b>a) Depósitos del lago.....</b>	<b>32</b>
<i>Evolución de las propiedades mecánicas.....</i>	<i>34</i>
a) Consolidación natural.....	34
b) Consolidación inducida.....	34
c) Resistencia al corte.....	35
<i>Características estratigráficas.....</i>	<i>35</i>
a) Costra superficial. ( CS ).....	35
b) Serie arcillosa lacustre superior.....	36
c) Capa dura.....	36
d) Serie arcillosa lacustre inferior.....	36
e) Depósitos profundos.....	37
<b>b) Depósitos de transición.....</b>	<b>37</b>
<i>Transición interestratificada del Poniente.....</i>	<i>38</i>
<i>Transición abrupta cercana a los cerros.....</i>	<i>39</i>

<b>c) Depósitos de las lomas.....</b>	<b>40</b>
<i>Zona Poniente.....</i>	<i>40</i>
a) Sierra de las Cruces.....	40
b) Pedregal del Xitle.....	40
<i>Zona Norte.....</i>	<i>42</i>
<b>Tectónica.....</b>	<b>42</b>
a) Antigua.....	42
b) Intermedia.....	43
c) Moderna.....	43
<b>Zonificación geotécnica del Valle de México.....</b>	<b>44</b>
a) Zona del Lago.....	46
a) Lago virgen.....	46
b) Lago centro I.....	47
c) Lago centro II.....	48
b) Zona de Transición.....	49
<i>Transición interestratificada del Poniente.....</i>	<i>49</i>
a) Transición alta.....	50
b) Transición baja.....	51
<i>Transición abrupta a los cerros.....</i>	<i>52</i>
c) Zona de las lomas.....	53
<i>Tobas y lahares fracturados.....</i>	<i>54</i>
<i>Depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules.....</i>	<i>54</i>
<i>Lahares poco compactos y depósitos glaciales y fluvio-glaciales.....</i>	<i>54</i>
<i>Basaltos.....</i>	<i>54</i>
 <b>Capítulo III Estudios geofísicos en el Valle de México.....</b>	<b>57</b>
<b>Introducción.....</b>	<b>57</b>
<b>Sondeos Eléctricos Verticales (SEV).....</b>	<b>57</b>
<i>Semiapertura electródica <math>AB/2 = 10</math> m.....</i>	<i>60</i>
<i>Semiapertura electródica <math>AB/2 = 20</math> m.....</i>	<i>61</i>
<i>Semiapertura electródica <math>AB/2 = 70</math> m.....</i>	<i>61</i>
<i>Semiapertura electródica <math>AB/2 = 210</math> m.....</i>	<i>61</i>
<i>Semiapertura electródica <math>AB/2 = 560</math> m.....</i>	<i>61</i>
<b>Método sísmico de refracción.....</b>	<b>67</b>
<i>Interpretación de los tendidos sísmicos de refracción en el Lago de Texcoco.....</i>	<i>69</i>
<i>Interpretación de los tendidos sísmicos de refracción en el Lago de Chalco.....</i>	<i>69</i>
<i>Interpretación de los tendidos sísmicos de refracción en el Lago de Chalco.....</i>	<i>69</i>
<i>Interpretación de los tendidos sísmicos de refracción en el Lago de Xochimilco.....</i>	<i>69</i>
Interpretación de los tendidos sísmicos de refracción en Area Metropolitana.....	70
a) Zona del Lago.....	70
b) Zona del Transición.....	71
c) Zona del Lomas.....	71
<b>Estudios de Cross - Hole.....</b>	<b>76</b>
a) Zona del Lago.....	78

b) Zona de transición.....	79
c) Zona de Lomas.....	80
<b>Estudios de vibraciones.....</b>	<b>81</b>
Parámetros de partícula.....	82
Tendidos cortos de refracción.....	82
Parámetros inelásticos.....	82
Análisis espectral.....	83
<b>Integración de los estudios geofísicos.....</b>	<b>87</b>
Area del lago de Texcoco.....	87
Area del lago de Chalco.....	87
Area del lago de Xochimilco.....	87
Area metropolitana.....	88
<b>Comentarios y conclusiones.....</b>	<b>90</b>
<b>Capítulo IV    Métodos de exploración y muestreo en los suelos.....</b>	<b>92</b>
<b>Introducción.....</b>	<b>92</b>
<b>Tipos de sondeos.....</b>	<b>92</b>
a) <b>Sondeos de exploración.....</b>	<b>93</b>
Cono eléctrico.....	93
Método de penetración estándar.....	98
b) <b>Sondeos alterados.....</b>	<b>102</b>
Penetración estándar.....	102
c) <b>Sondeos inalterados.....</b>	<b>102</b>
Pozo a cielo abierto.....	102
<b>Muestreadores hincados a presión.....</b>	<b>104</b>
Tubo de pared delgada convencional.....	104
Tubo de pared delgada con camisa integral.....	105
Tubo de pared delgada con camisa segmentada.....	105
<b>Muestreadores hincados a presión y rotación.....</b>	<b>107</b>
Barril Denison.....	107
Tubo dentado simple.....	109
Tubo dentado con camisa.....	110
<b>Conservación de las muestras y preparación de especímenes.....</b>	<b>111</b>
<b>Técnicas de perforación.....</b>	<b>112</b>
a) <b>Perforación en suelos blandos.....</b>	<b>114</b>
Perforación a rotación y por lavado.....	114
Perforación con cuchara de impacto.....	115
Perforación con ademe helicoidal.....	115
Perforación con posteadora rimadora.....	115
b) <b>Perforación en suelos duros.....</b>	<b>117</b>
Perforación con barrena helicoidal.....	118
Perforación con aire a presión.....	118

<i>Tipos de brocas para la perforación de suelos.....</i>	<i>118</i>
<i>Broca tricónica.....</i>	<i>118</i>
<i>Broca drag.....</i>	<i>119</i>
<i>Broca de aletas.....</i>	<i>119</i>
<i>Broca cola de pescado.....</i>	<i>119</i>

**Capítulo V Pruebas estáticas y dinámicas para el estudio del comportamiento de los suelos.....121**

***Introducción.....121***

***Pruebas estáticas.....121***

***a) Prueba triaxial.....121***

*Pruebas triaxiales de compresión.....123*

*Pruebas triaxiales de extensión.....123*

*Prueba lenta: ( Símbolo L). Prueba con consolidación y con drenaje.....124*

        a) De compresión.....124

        b) De extensión.....125

*Prueba rápida consolidada. ( Símbolo R<sub>c</sub>). Prueba con consolidación y sin drenaje.....126*

        a) De compresión.....126

        b) De extensión.....127

*Prueba rápida. ( Símbolo R). Prueba sin consolidación y sin drenaje.....128*

        a) De compresión.....128

        b) De extensión.....128

***b) Prueba axial.....129***

***c) Prueba de corte simple.....130***

***Pruebas dinámicas de laboratorio.....131***

***a) Columna resonante.....131***

***b) Pulsos.....136***

***c) Ensaye triaxial cíclico.....136***

***d) Prueba de corte simple cíclico.....139***

***Pruebas dinámicas de campo.....141***

***a) Ensaye de refracción.....142***

***b) Pruebas de sondeos.....145***

***c) Método de oscilación forzada.....146***

**Capítulo VI Un método para el cálculo de las deformaciones en los suelos utilizando la curva esfuerzo-deformación real.....147**

***Introducción.....147***

***Obtención de la ecuación constitutiva para el cálculo de las deformaciones instantáneas en los suelos.....147***

***Integración de la ecuación constitutiva para el cálculo de las deformaciones instantáneas en los suelos cohesivos totalmente saturados.....150***

<i>Pruebas de laboratorio para determinar los parámetros necesarios para el cálculo de las deformaciones instantáneas en la arcilla del Valle de México.....</i>	<i>152</i>
<i>Correlación del método no lineal con el método de Jambú para las deformaciones instantáneas en la arcilla del Valle de México.....</i>	<i>154</i>
<i>Obtención de la ecuación constitutiva para el cálculo de las deformaciones diferidas en los suelos.....</i>	<i>158</i>
<i>Integración de la ecuación constitutiva para el cálculo de las deformaciones diferidas en los suelos cohesivos totalmente saturados.....</i>	<i>159</i>
<i>Pruebas de laboratorio para determinar los parámetros necesarios para el cálculo de las deformaciones diferidas en la arcilla del Valle de México.....</i>	<i>161</i>
<i>Correlación del método no lineal con la prueba de consolidación unidimensional para las deformaciones diferidas en la arcilla del Valle de México.....</i>	<i>162</i>
<i>Comentarios y conclusiones.....</i>	<i>163</i>

**Capítulo VII Ingeniería sísmica y comportamiento dinámico de la arcilla de la Ciudad de México.....166**

<i>Introducción.....</i>	<i>166</i>
<i>Magnitud e intensidad de los sismos.....</i>	<i>169</i>
<i>Acelerogramas y espectros de respuesta.....</i>	<i>172</i>
<i>Parámetros dinámicos de la arcilla del Valle de México.....</i>	<i>179</i>
<i>a) Módulo de rigidez al cortante " G ".....</i>	<i>180</i>
<i>b) Amortiguamiento histerético.....</i>	<i>186</i>
<i>c) Resistencia a la falla dinámica.....</i>	<i>187</i>
<i>d) Respuesta esfuerzo- deformación.....</i>	<i>189</i>
<i>e) Presión de poro dinámica.....</i>	<i>191</i>
<i>Repercusiones del comportamiento dinámico de la arcilla del Valle de México en la Ingeniería de Cimentaciones.....</i>	<i>192</i>
<i>Amplificación dinámica.....</i>	<i>193</i>
<i>Capacidad de carga.....</i>	<i>194</i>
<i>Hundimientos.....</i>	<i>195</i>
<i>Espectros de piso.....</i>	<i>195</i>
<i>Comportamiento de las estructuras de la Ciudad de México durante los sismos de 1985.....</i>	<i>196</i>
<i>Cimentaciones superficiales.....</i>	<i>196</i>
<i>Cimentaciones compensadas.....</i>	<i>196</i>
<i>Cimentaciones sobre pilotes de punta.....</i>	<i>197</i>
<i>Cimentaciones sobre pilotes de fricción.....</i>	<i>197</i>
<i>Sistemas de cimentaciones especiales.....</i>	<i>198</i>
<i>Análisis y diseño sísmico de cimentaciones en el Valle de México.....</i>	<i>198</i>
<i>A.1) Estados límite de falla. Para cimentaciones someras ( zapatas y losas ) y cimentaciones compensadas.....</i>	<i>199</i>

<i>A.2) Estados limite de servicio. Para cimentaciones someras ( zapatas y losas ) y cimentaciones compensadas.....</i>	<i>200</i>
<i>B.1) Estados limite de falla. Para cimentaciones con pilotes de fricción.....</i>	<i>201</i>
<i>B.2) Estados limite de servicio. Para cimentaciones con pilotes de fricción.....</i>	<i>201</i>
<i>C.1) Estados limite de falla. Para cimentaciones con pilotes de punta y pilas.....</i>	<i>202</i>
<i>C.2) Estados limite de servicio. Para cimentaciones con pilotes de punta y pilas.....</i>	<i>203</i>
<b>Capítulo VIII Procedimientos constructivos de excavaciones en la arcilla del Valle de México.....</b>	<b>204</b>
<i>Introducción.....</i>	<i>204</i>
<i>Estados limite de falla.....</i>	<i>204</i>
a) Taludes.....	204
b) Falla por subpresión en estratos permeables.....	204
c) Estabilidad de excavaciones ademadas.....	205
d) Estabilidad de las estructuras vecinas.....	206
<i>Estados limite de servicio.....</i>	<i>206</i>
a) Expansiones instantáneas y diferidas por descarga.....	206
b) Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones.....	206
<i>Métodos para abatir los niveles piezométricos en la arcilla.....</i>	<i>206</i>
<i>Pozos punta de captación y pozos profundos.....</i>	<i>207</i>
<i>Electrósmosis.....</i>	<i>208</i>
<i>Métodos y equipos empleados en las excavaciones en la arcilla del Valle de México.....</i>	<i>209</i>
<i>Excavaciones efectuadas en arcilla para el Metro de la Ciudad de México.....</i>	<i>210</i>
Procedimientos de excavación.....	210
<i>Procedimientos constructivos de excavaciones para pilas y pilotes en la arcilla del Valle de México.....</i>	<i>217</i>
<i>Excavaciones en arcilla para las Pilas.....</i>	<i>217</i>
<i>Hincado de Pilotes de concreto reforzado prefabricados.....</i>	<i>221</i>
<i>Comentarios finales.....</i>	<i>223</i>

**TÍTULO DE LA TESIS:**

**“ COMPORTAMIENTO DE LA ARCILLA  
DEL VALLE DE MÉXICO.”**

- **Capítulo I Evolución de la Mecánica de Suelos en la Ciudad de México.**
- **Capítulo II Características geológicas y geotécnicas del Valle de México.**
- **Capítulo III Estudios geofísicos en el Valle de México.**
- **Capítulo IV Métodos de exploración y muestreo en los suelos.**
- **Capítulo V Pruebas estáticas y dinámicas para el estudio del comportamiento de los suelos.**
- **Capítulo VI Un método para el cálculo de las deformaciones en los suelos utilizando la curva esfuerzo-deformación real.**
- **Capítulo VII Ingeniería sísmica y comportamiento dinámico de la arcilla de la Ciudad de México.**
- **Capítulo VIII Procedimientos constructivos de excavaciones en la arcilla del Valle de México.**

## **Capítulo I**

### **Evolución de la Mecánica de Suelos en la Ciudad de México.**

- *Introducción*
- *Hundimientos del terreno.*
- *Asentamiento de edificios en la zona del lago.*
- *Proyecto Texcoco.*
- *Actividad sísmica en el Valle de México y modificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.*
- *Comportamiento de las cimentaciones.*
- *Comportamiento y evolución de los pilotes.*
- *Cimentaciones en la zona de lomas.*
- *Evolución de los procedimientos constructivos en las excavaciones en la arcilla de la Ciudad de México.*
- *Túneles en suelos blandos.*

---

---

## **Título de la Tesis : Comportamiento de la arcilla del Valle de México.**

### **Capítulo I Evolución de la Mecánica de Suelos en la Ciudad de México.**

#### ***Introducción***

En la época prehispánica se utilizaron cimentaciones a base de estancones, los cuales tenían la función de compactar y estabilizar los suelos del fondo del lago, un ejemplo de esto se pudo encontrar en Santiago Tlatelolco donde las primeras pirámides fueron cimentadas por medio de estancones de 10 a 15 cm de diámetro y hasta 4 m de longitud; en la actualidad su desplante se encuentra aproximadamente a 16 m de profundidad con respecto a la superficie del terreno. También se utilizaron las chinampas y rellenos con el fin de que los antiguos pobladores del Valle de México pudieran tener espacios adecuados para su vivir y poder realizar sus actividades.

Posteriormente, en el siglo XIX se utilizaron algunos tipos de cimientos para las construcciones, como es el caso los emparrillados de madera, los cuales se componen de un sistema de piezas llamadas largueros cruzados en ángulos rectos y ensamblados unos con otros de diversas maneras; los rectángulos o cuadrados que estos maderos forman, algunas veces se rellenaban con beton y en otras ocasiones se utilizaba la misma tierra de la excavación bien apisonada, pero cuando se presentaba este último caso, se colocaba arriba de este sistema una plataforma hecha con tablonces que se clavan o atornillan contra los largueros; algunos edificios apoyados sobre este sistema aún hoy en día se encuentran en pie, a pesar de que tienen más de tres siglos de antigüedad.

Otro sistema muy empleado consistió en cimientos de piedra dura, pedacería de ladrillo y mezcla terciada; este sistema originalmente de don Javier Cavallari, fue modificado por razones de economía y adaptado por los constructores mexicanos, y consistía en abrir una cepa con una profundidad regular según el criterio del constructor, la cual por las características del suelo lacustre del Valle de México se llenaba de agua, posteriormente se trataba de trabajar en seco desalojando esta agua por medio de bombas o con cubetas, en ese momento se empezaba el relleno por medio de capas sucesivas de mezcla hidráulica, o terciada ( que en ese entonces era la más usual ) y pedacería de ladrillo o piedra dura de medianas dimensiones, cada capa se apisonaba fuertemente y sobre este relleno se colocaba el enrase que generalmente consistía en una losa asentada sobre un lecho de mampostería de piedra más grande.

La mezcla terciada se compone de cal, arena y barro en las siguientes proporciones: cal 125 kg que aproximadamente equivale en volumen a 149 milésimos de metro cúbico, un metro cúbico de arena y un metro cúbico de barro.

Este modo de cimentar usando mezcla terciada y pedacería de tabique fue muy satisfactorio, ya que al poco tiempo de construidos los cimientos estos se endurecen y forman una pieza compacta y resistente; hace cuarenta años que se emplea este sistema en México, y casi todos los edificios particulares pequeños construidos desde entonces a la fecha con raras excepciones descansan sobre cimientos de esta naturaleza.

El buen estado en el que se encuentran estos edificios y los pequeños asentamientos diferenciales que han tenido, indican la bondad de este método de cimentar que se recomienda tanto por su rapidez y economía como por estar fundado por buenos principios.

---

Por otro lado, se sabe que antes de 1940 el conocimiento de la composición y las propiedades del subsuelo en la zona urbanizada del Valle de México era fragmentario y empírico.

Con el fin de resolver problemas específicos y aportar la información necesaria para verificar la teoría del hundimiento que desarrolló Nabor Carrillo en 1948, se realizaron trabajos de exploración y de laboratorio, que paulatinamente permitieron conocer con buena precisión la estratigrafía y propiedades mecánicas del subsuelo en la zona centro de la Ciudad de México hasta profundidades de 50 a 100 m bajo el nivel del terreno.

Con esta información fue posible elaborar en 1952 la zonificación geotécnica del área urbana; en este mapa se encuentran localizadas 3 zonas, de acuerdo a sus características y propiedades mecánicas del suelo.

*La zona I o zona de lomas.* Denominada así por su altitud relativa, está constituida por rocas basálticas y andesíticas de las serranías que limitan la cuenca del Valle de México en sus extremos Norte y Poniente, así como los derrames provenientes del Xitle al SSW que se caracterizan por suelos con alta resistencia al cortante y baja compresibilidad.

*La zona II o zona de transición.* Que es la transición entre la zona de lomas y la zona del lago, en la que se presentan gravas, arenas y tobas con intercalaciones de capas de arcilla volcánica muy compresible en espesores variables; esto es, se intercalaron estratos arcillosos de ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial.

*La zona III o zona del lago.* La cual fue denominada así por ocupar topográficamente la parte más baja de la cuenca, cuyo mínimo corresponde al lago de Texcoco; en esta zona se encuentran los suelos de menor resistencia, debido a que está formada por capas arcillosas saturadas y muy compresibles, y solo hasta una profundidad promedio de 33 m se encuentra la primera capa dura constituida por suelos limo-arenosos compactos y rígidos que tienen un espesor promedio de 3 m, más abajo se encuentra la segunda capa de arcilla, y a una profundidad promedio de 45 m se encuentran los depósitos profundos formados principalmente por arenas y gravas con intercalaciones de limos y arcillas arenosas.

Por otra parte, en lo que respecta a los sismos, el que se presentó el 28 de Julio de 1957 en la Ciudad de México, reveló que la relación entre los daños en las construcciones y la composición del subsuelo eran de gran importancia.

La actualización geotécnica de 1970 con datos de sondeos efectuados después del sismo de 1957 perfeccionó la información acerca de la zonificación geotécnica del Valle de México, comprobándose que los daños registrados durante el temblor de 1979 y después durante el terremoto de Septiembre de 1985 se ajustaban a la zonificación geotécnica establecida en 1970; esta a su vez se amplió a terrenos urbanizados al Sur y Oriente del Valle de México.

El siguiente mapa muestra la primera zonificación geotécnica de la Valle de México realizada en 1952, el cual aparecía en el Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal de aquella época.

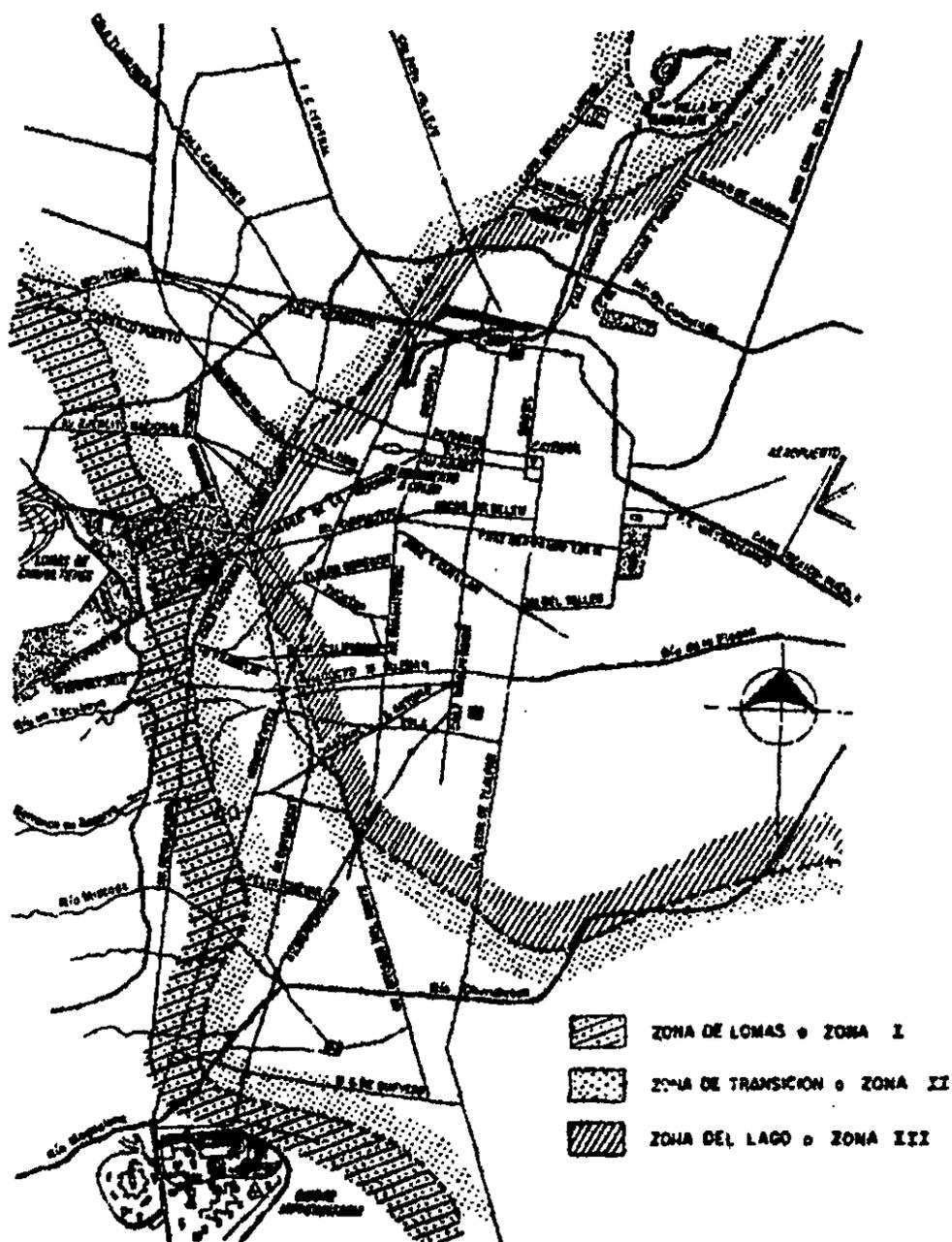


Figura I-1 Zonificación estratigráfica de la Ciudad y parte del Valle de México. (1952)

La arcilla del Valle de México ha sido estudiada ampliamente con el fin de proporcionar la información necesaria para el diseño y construcción de diversas obras de Ingeniería en la zona del lago.

En lo que respecta al contenido de agua natural " $w_i$ " de los materiales arcillosos del subsuelo, este varía entre 50 y 500 %, y sin embargo no tiene la consistencia de un lodo; al tacto exhibe una reacción elástica y resistencia a la compresión relativamente baja.

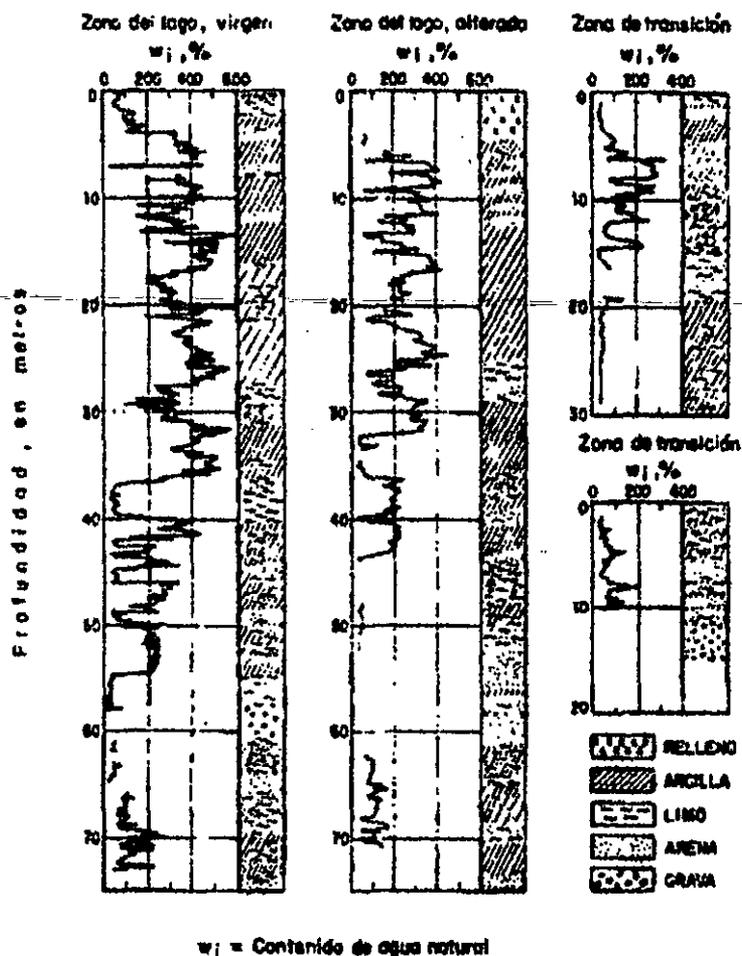


Figura 1-2 Perfiles estratigráficos del área urbana (1959)

También se han obtenido correlaciones entre los valores del contenido de agua  $w_i$  con los valores del límite líquido LL y del índice plástico IP ; y también las correlaciones estadísticas entre las resistencias a la compresión natural  $q_u$  y la resistencia a la compresión remoldeada  $q_{ur}$  con el contenido de agua  $w_i$  de especímenes de arcilla muestreados y después remoldeados; en estas últimas gráficas se puede apreciar que el cociente de los valores  $q_u / q_r$  es del orden de 8 para valores entre 100 y 500% del contenido de agua o humedad  $w_i$ , esto es, la resistencia decrece notablemente con el amasado.

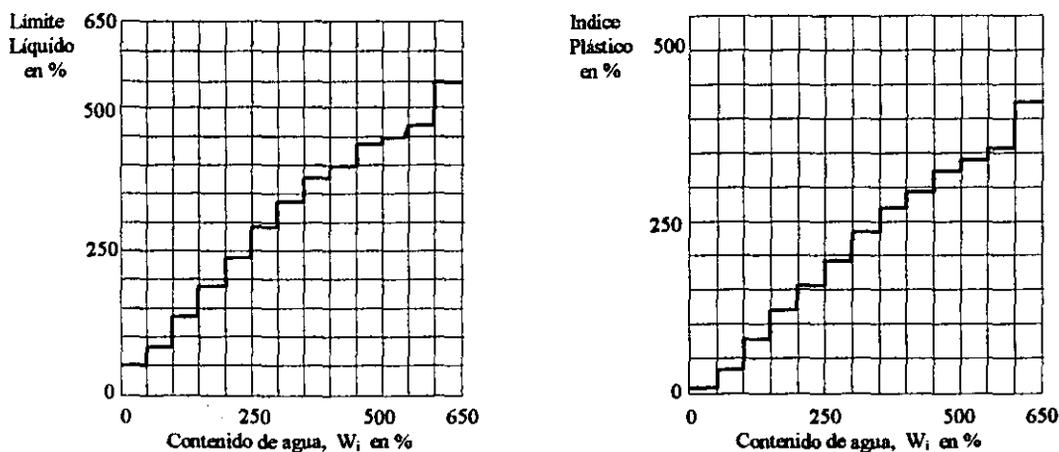


Figura I-3 Curvas de regresión estadística del Límite Líquido e Índice Plástico en función del contenido de agua natural ( $w_i$ ), para suelos lacustres del Valle de México (1959)

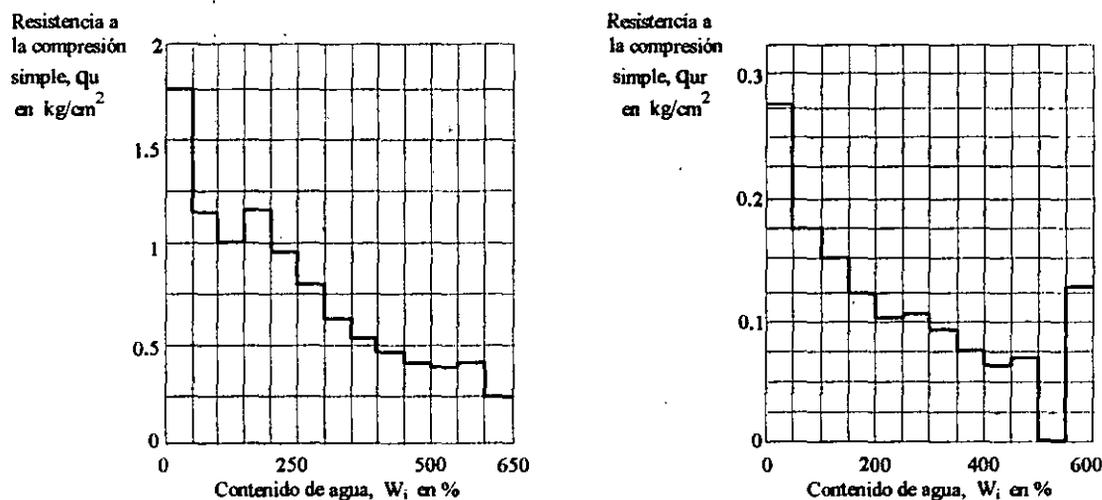


Figura I-4 Curvas de regresión estadística de las resistencias a la compresión simple, natural ( $q_u$ ) y remoldeada ( $q_w$ ) en función del contenido de agua ( $w_i$ ) de suelos lacustres del Valle de México (1959)

Otros datos de interés relacionados con la compresibilidad de dos muestras arcilla obtenidas del subsuelo de la Ciudad de México a 4.75 m y 7.05 m, con contenidos de agua del 550% y 391%

respectivamente, se comparan con otras muestras de arcilla obtenidas en Chicago, Boston, Guaymas ( México ) y Limo de Newfoundland.

Los resultados que se muestran a continuación se obtuvieron con pruebas de consolidación unidimensional ( prueba estándar )

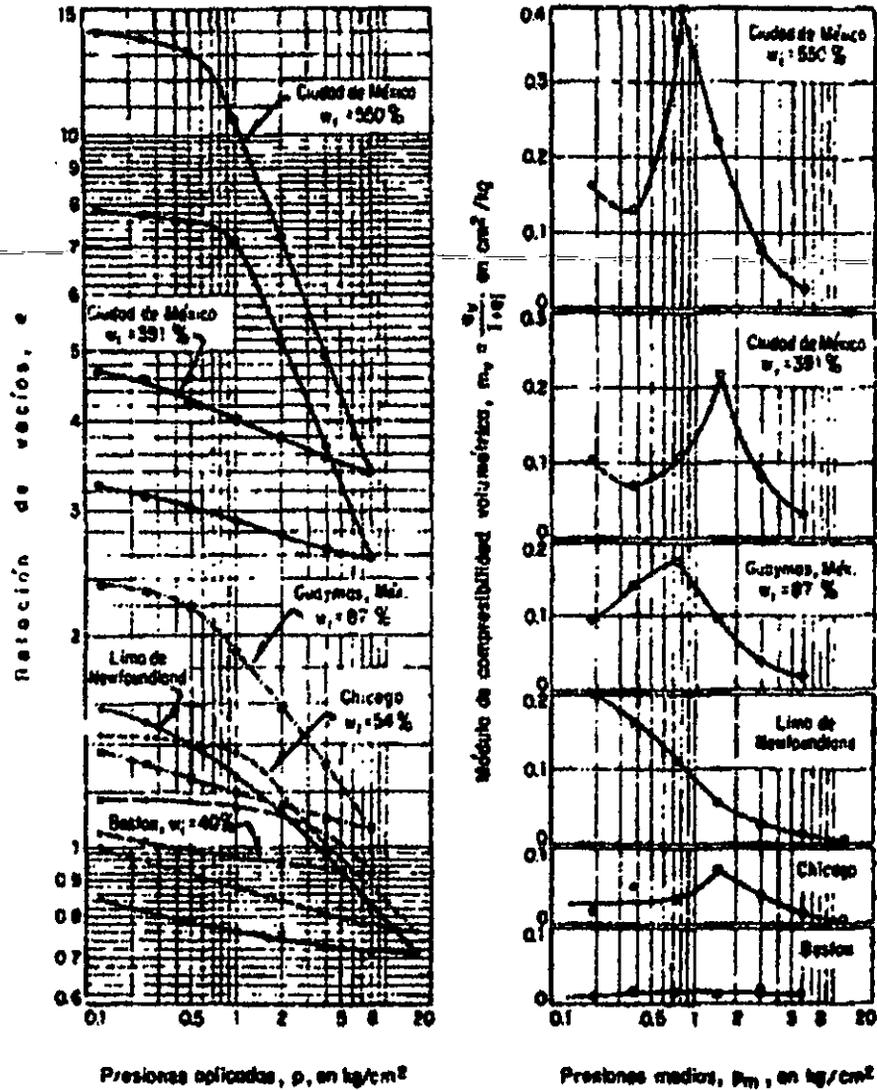


Figura I-5 Comparación de la compresibilidad de diferentes arcillas

Las diferencias entre la compresibilidad de las muestras de arcilla de la Ciudad de México y las otras es muy notable, siendo el contenido de agua el parámetro más característico de los materiales lacustres del Valle de México.

Para complementar la información de la estratigráfica en la zona donde predominan los materiales arcillosos se presenta la siguiente tabla.

*Tabla I-1 Valores medios de las propiedades mecánicas de las arcillas de la Ciudad de México (1959)*

Propiedades	Manto superficial.	Formación arcillosa superior.	Capa dura.	Formación arcillosa inferior.
Contenido de agua natural %	91.7	281.2	64.0	191.8
Límite líquido %	100.6	289.1	69.5	212.9
Límite plástico %	52.5	85.3	43.5	68.8
Densidad de sólidos.	2.51	2.42	2.48	2.41
Relación de vacíos inicial.	2.59	6.90	1.76	4.74
Resistencia a la compresión en $\text{kg/cm}^2$	0.89	0.73	1.34	1.56

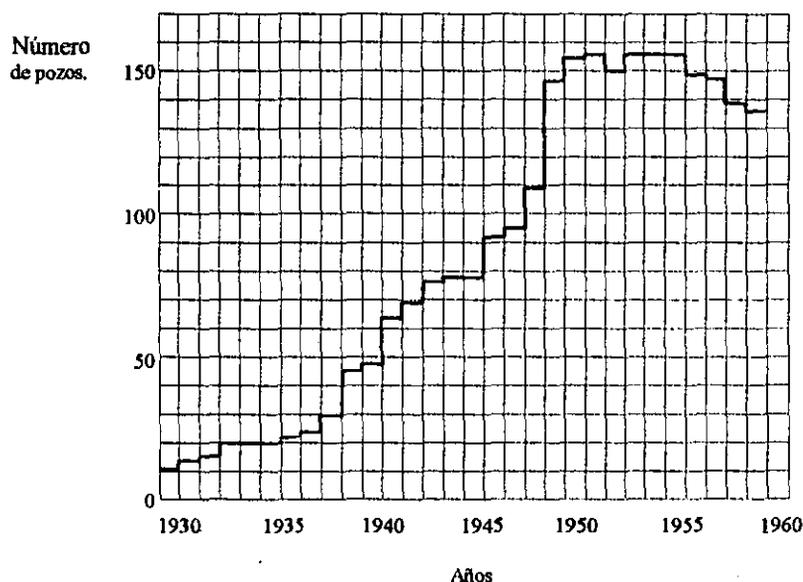
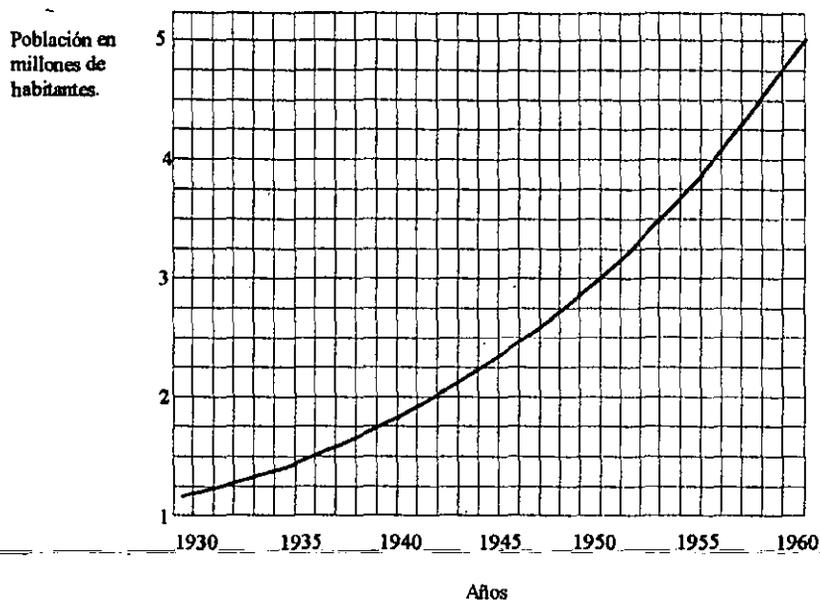
### *Hundimientos del terreno.*

Roberto Gayol en 1925 comunica a la Asociación de Ingenieros y Arquitectos que la Ciudad de México se hunde, y atribuye este fenómeno al abatimiento del nivel freático provocado por la red de colectores que no garantizaban una buena impermeabilización, construidos a principios de siglo para drenar aguas servidas y de lluvia.

Las deficiencias de agua potable durante los años treinta promovieron la explotación de los acuíferos del suelo mediante bombeo, ajustando la ubicación de pozos y redes de distribución al desarrollo de la urbe.

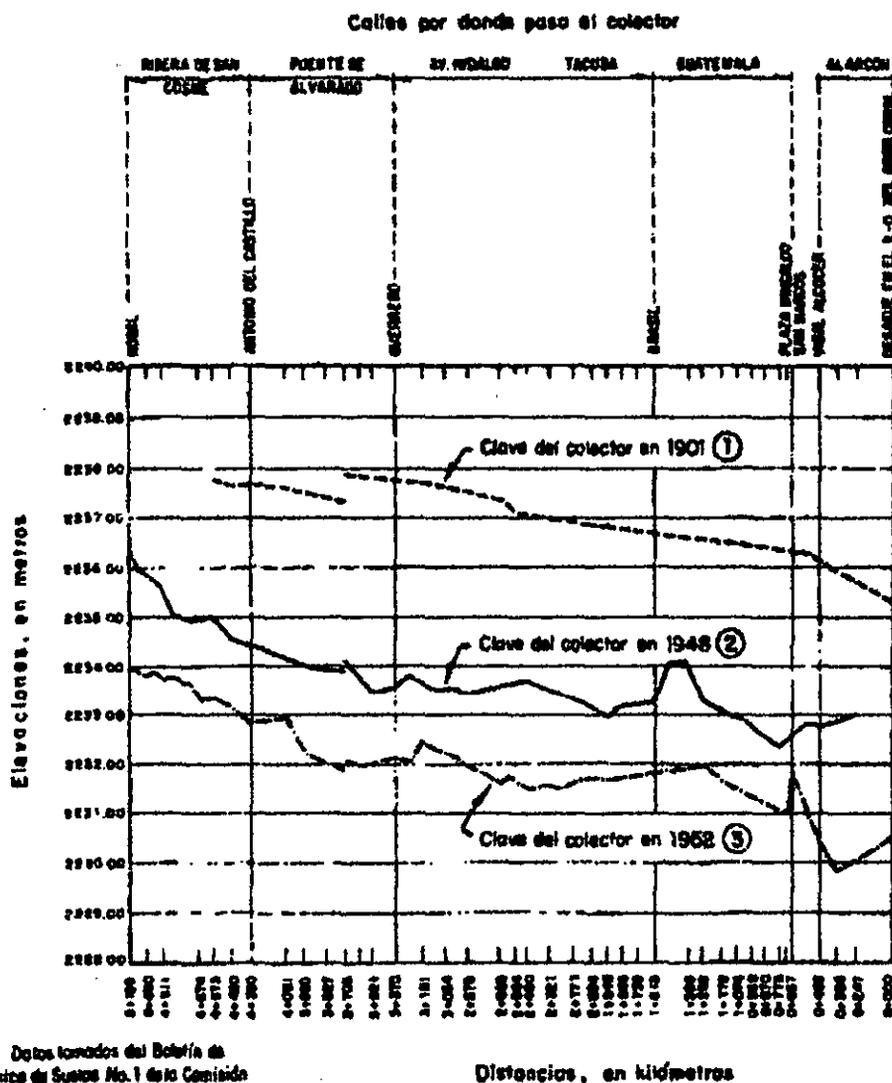
El sistema de agua potable que fue habilitado en 1910 tenía como fuente principal los manantiales de Xochimilco, pero gran número de residencias extraían agua del subsuelo mediante pozos.

Al incrementarse el bombeo, paralelamente al crecimiento demográfico del Distrito Federal, se observó que en edificios y obras municipales se presentaban hundimientos diferenciales, los cuales se acentuaron notoriamente en la década de los cuarenta.



*Figura I-6 Pozos en operación del Departamento del Distrito Federal e incremento de la población, durante el periodo de 1929 a 1958.*

La reconstrucción del hundimiento de la Ciudad de México con base en datos históricos, nivelaciones efectuadas al principio de este siglo para diseñar la red de agua potable y la de alcantarillado, y las mediciones efectuadas de 1937 a 1980 , revelan la magnitud de la evolución del fenómeno desde 1900 tal como se ilustra a continuación.



NOTA Datos tomados del Boletín de Mecánica de Suelos No. 1 de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, S.R.H.

Nivelaciones :

- ① Ing. Roberto Gayol ( 1901 )
- ② Dirección de Aguas y Saneamiento del D.F. ( Diciembre de 1948 )
- ③ Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México ( Marzo de 1952 )

Figura I-7 Hundimientos del Colector Central de 1901 a 1952.

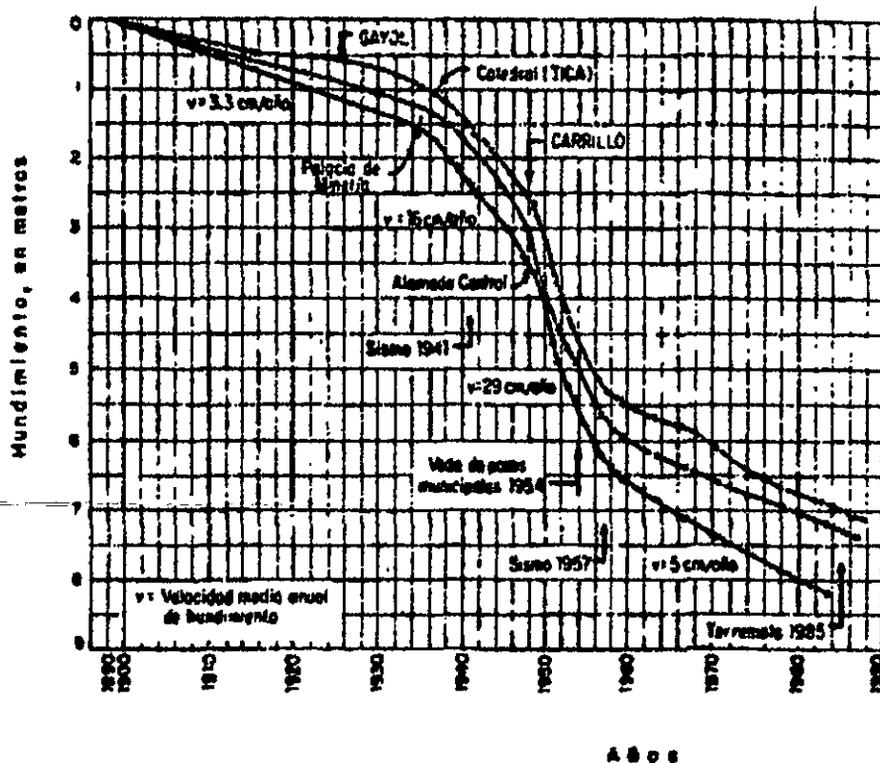


Figura I-8 Hundimientos vs tiempo en la Catedral, Palacio de Minería y Alameda Central durante el presente siglo.

Con base en la información histórica descrita anteriormente y las nivelaciones efectuadas en los años cuarenta, Nabor Carrillo infiere que la causa principal del hundimiento de la zona urbana de la Ciudad de México es causado por el abatimiento de la presión hidráulica en los acuíferos del subsuelo, ocasionado por el bombeo; y con la teoría de consolidación de Terzaghi en 1925, predice las modalidades del fenómeno.

Los estudios de mecánica de suelos, las mediciones piezométricas y las nivelaciones del terreno efectuadas en gran parte de la ciudad, permitieron constatar que la principal causa del hundimiento era la pérdida de presión en los acuíferos del subsuelo.

Por este motivo el gobierno del Distrito Federal decreta la veda de explotaciones futuras de agua, con lo cual en 1954 comienza a disminuir la velocidad del hundimiento de 30 cm/año a 5 cm/año; este decreto se modifica en 1965 recomendándose la clausura de pozos municipales de agua cercanos a las líneas del Sistema de Transporte Colectivo ( Metro ), con el fin de evitar la desnivelación de las vías por asentamientos diferenciales, mientras que para mantener la aportación de agua explotada del subsuelo ( aproximadamente de  $6.0 \text{ m}^3/\text{s}$  ), se autorizó perforar pozos en las zonas menos pobladas hacia el Sur-Este del Distrito Federal.

---

---

### *Asentamiento de edificios en la zona del lago.*

Una de las edificaciones prehispánicas que hoy en día se puede apreciar es el *Templo Mayor*, ubicado en la zona centro de la Ciudad de México; esta edificación ha sufrido uno de los mayores asentamientos registrados en cimientos en la zona del lago, se puede observar a simple vista el gran asentamiento, así como la notable inclinación de la pirámide construida en la segunda etapa.

El Templo Mayor se construyó en seis etapas, alcanzando en la sexta etapa una altura total de 36 m, la presión que transmite al subsuelo es del orden de 44.7 ton/m. Según Mazari, previo a la edificación de la pirámide se construyó un relleno sobre el lago de 11.6 m de espesor, de los cuales 5 m sobresalían de este y los restantes 6.6 m quedaron dentro del lago, al sitio formado por este relleno se le denominó la Isla de los Perros.

El hundimiento total que sufrió el Templo Mayor fue del orden de 5.6 m, y debido a la asimetría que las pirámides tenían con un mayor peso del lado Oeste por la presencia de las escaleras, se puede observar la inclinación de la estructura hacia ese lado; estas deformaciones no se deben a una falla por capacidad de carga o por que la estructura se halla construido con esa inclinación, sino que son consecuencia de la consolidación de la arcilla sobre la que está cimentada dicha edificación.

La *Catedral y el Sagrario Metropolitanos* es otro edificio que ha sufrido fuertes asentamientos diferenciales. La construcción de la Catedral comenzó en 1573 fungiendo como responsable de dicho trabajo el alarife mayor Claudio de Arciniegas; esta construcción está constituida por una retícula de estancones de madera de 20 a 25 cm de diámetro y de 2.2 a 3.2 m de longitud, espaciados a cada 60 cm, y con un firme de mortero de cal y arena de 30 cm de espesor. Este firme recibió a los pilotes y constituyó la transición del pedraplén que se utilizó para distribuir las cargas, cuyo espesor varía entre 0.9 y 2.0 m de espesor formado de cal y arena con roca basáltica con algo de tezontle; en él se apoyan las contratraves de mampostería de 3.6 m de peralte y 2 m de ancho que reciben los muros, y en sus cruceros a las columnas, mientras que los espacios limitados entre ellas se rellenaron con tierra.

En 1749 el maestro mayor Lorenzo Rodríguez inició la construcción del Sagrario, aprovechando la franja del pedraplén y estancones de la nave de la Catedral que no se llegó a construir. Este recinto se completó de manera similar, con estancones de 10 cm de diámetro y longitud de 1.8 a 2.0 m, la calidad de pedraplén es inferior al de la Catedral. De acuerdo con los gravados de esa época, ahí se encontraba una construcción de dos pisos que fue demolida.

En lo que respecta a los hundimientos, en Octubre de 1907 el asentamiento diferencial máximo era del orden de 1.5 m, lo cual indica la gravedad del problema.

El *Palacio de Bellas Artes* es otro edificio construido en la zona del lago que ha sufrido en gran medida las deformaciones ocasionadas por la alta compresibilidad de la arcilla totalmente saturada de la Ciudad de México; se comenzó a construir a principios de este siglo, este edificio es extremadamente pesado, su peso total es de 87,454 ton; descontando la descarga por excavación, resulta una presión excedente de 7.35 ton/m<sup>2</sup>. Se excavó a una profundidad media de 3.5 m para alojar una losa de cimentación que por sí sola pesa 42,900 ton y que cubre una superficie de 7,450 m<sup>2</sup>; se presentaron fuertes asentamientos y una marcada tendencia a inclinarse hacia el Sur-Oeste cuando se montaba la estructura de acero, debido a estos movimientos, no se ultimaron los detalles arquitectónicos hasta 1938.

Nivelaciones periódicas desde 1905 permitieron determinar que el asentamiento máximo 44 meses después fue de más de 2.2 m; por este motivo la construcción se suspendió por más de una década, cuando la carga era aproximadamente del 70% del peso total de la estructura, y por esta razón se tienen dos procesos de consolidación sucesivos ( Marsal y Mazari 1959 ).

Además es interesante agregar que el arquitecto italiano Adamo Boari calculó correctamente los esfuerzos en el subsuelo con la teoría de Boussinesq, sin embargo falló en la elección de los parámetros de compresibilidad, ya que consideró el comportamiento de los edificios pesados dentro de la traza de la ciudad ( arcilla preconsolidada ) y desafortunadamente los parámetros que usó no eran los adecuados, por lo que fue la causa del hundimiento tan fuerte ( arcilla normalmente consolidada )

Por otro lado, los asentamientos de los edificios resultaban tolerables siempre que las solicitaciones de este no excedieran la carga de preconsolidación de los estratos compresibles del subsuelo; en el caso contrario el inmueble podía sufrir hundimientos del orden de un metro o mayores, con una gran probabilidad de desplomarse debido diferencias en la estratigrafía o a excentricidades en las cargas que se transmiten al subsuelo.

En la siguiente figura se muestra la evolución de los hundimientos de diversas estructuras localizadas en la zona del lago.

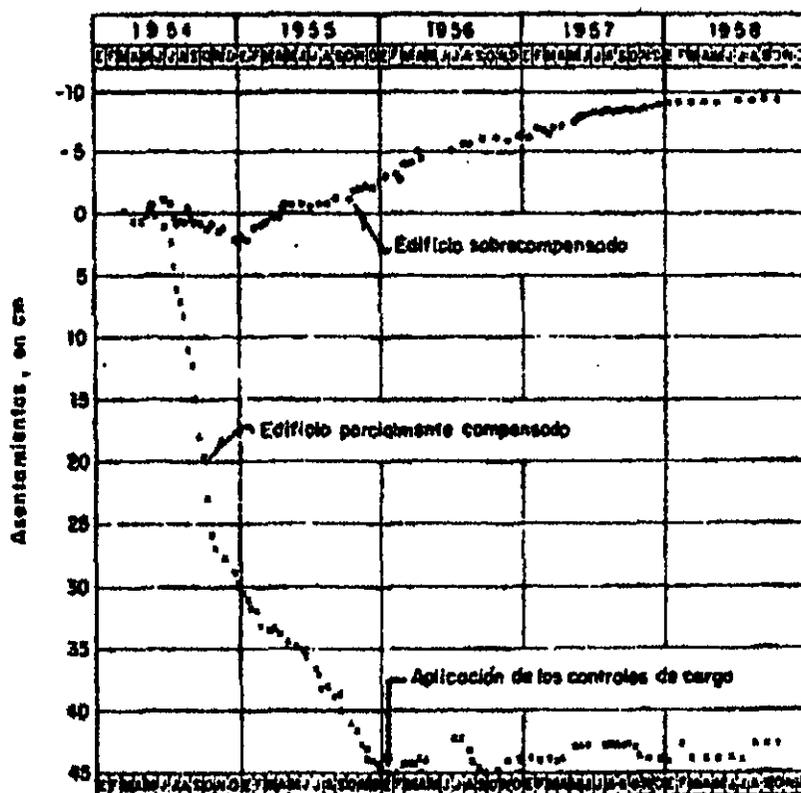


Figura I-9 Asentamiento de dos edificios vecinos; uno parcialmente compensado y el otro sobrecompensado.

---

Estas mediciones son reales y varían un poco con respecto a las pruebas de laboratorio y cálculos teóricos, debido a que los asentamientos son función de la estratigrafía del subsuelo y de las condiciones de permeabilidad y continuidad horizontal de cada uno de estos estratos.

Ya que durante los cálculos se hacen hipótesis simplistas de drenaje, y a pesar de que se utilizan pruebas de laboratorio, los hundimientos registrados en la realidad resultan presentarse en un tiempo menor que el que se predijo.

Por otra parte los cambios en las magnitudes y distribución de las cargas de diseño durante la construcción y operación del inmueble sin modificación previa de la cimentación, pueden provocar asentamientos excesivos no previstos, y en el peor de los casos la falla del suelo, tal como se pudo constatar durante el terremoto de Septiembre de 1985 cuando la falla de las cimentaciones fue provocada en algunos casos por modificaciones de este tipo.

Aún suponiendo que los cálculos y ensayos de laboratorio fueran correctos, sería necesario justificar los asentamientos producidos por la deformación plástica o consolidación secundaria de las arcillas, que en el caso de los materiales blandos del lago de Texcoco es un fenómeno de magnitud considerable.

### *Proyecto Texcoco.*

El hundimiento del terreno provocó serios desplazamientos al sistema de drenaje de la Ciudad de México, que sumado a los efectos del acelerado crecimiento del área urbana fueron la causa de inundaciones durante la temporada de lluvias a partir de 1948 en diversas zonas del Distrito Federal.

Se tuvo que recurrir al bombeo y a la construcción de tanques de regulación para mitigar el impacto de escurrimientos que excedían la capacidad de la red de alcantarillado, el Colector Central y del propio Gran Canal del Desagüe diseñado a principios de siglo y previsto para 30 años.

En 1965 Nabor Carrillo concibe un plan para aliviar esta situación y retener las aguas superficiales dentro del Valle de México, a fin de usarlas para riego con un tratamiento de estas, e intercambiarlas por agua natural procedente de acuíferos localizados en la zona oriente cerca de la Ciudad de Texcoco.

Este plan proponía la formación de receptáculos en el fondo del antiguo lago de Texcoco y la rehabilitación del medio ambiente en esta zona.

Los estudios relativos al subsuelo que se llevaron a cabo con la colaboración de A. Casagrande para demostrar la factibilidad del proyecto constituyeron una valiosa aportación sobre la distribución y propiedades mecánicas del suelo.

Con el objeto de investigar la estratigrafía de la zona centro del lago de Texcoco, y de conocer el potencial y calidad del agua en los acuíferos profundos, se perforó el sondeo PP-1 con extracción de muestras de suelo hasta una profundidad de 2065 m, esto es, hasta unos 200 m sobre el nivel medio del mar.

En el siguiente mapa se muestra la localización de este sondeo de exploración geotécnica, así como de otros sondeos geotécnicos, y las líneas de prospección geofísica.



Las condiciones de los acuíferos someros ( 6 a 60 m bajo la superficie ) es más desfavorable por tratarse de aguas que tienen contenidos de sales disueltas hasta de 54000 ppm ( principalmente de carbonato, bicarbonato y cloruro de sodio ). Este hecho debe tomarse en cuenta para determinar las propiedades que requieren secado del suelo, ya que las sales disueltas en el agua de los poros se precipitan e incrementan así el peso de los sólidos.

La estratigrafía del suelo determinada por medio del sondeo BNP-1 así como la variación del contenido de agua con la profundidad se ilustran a continuación.

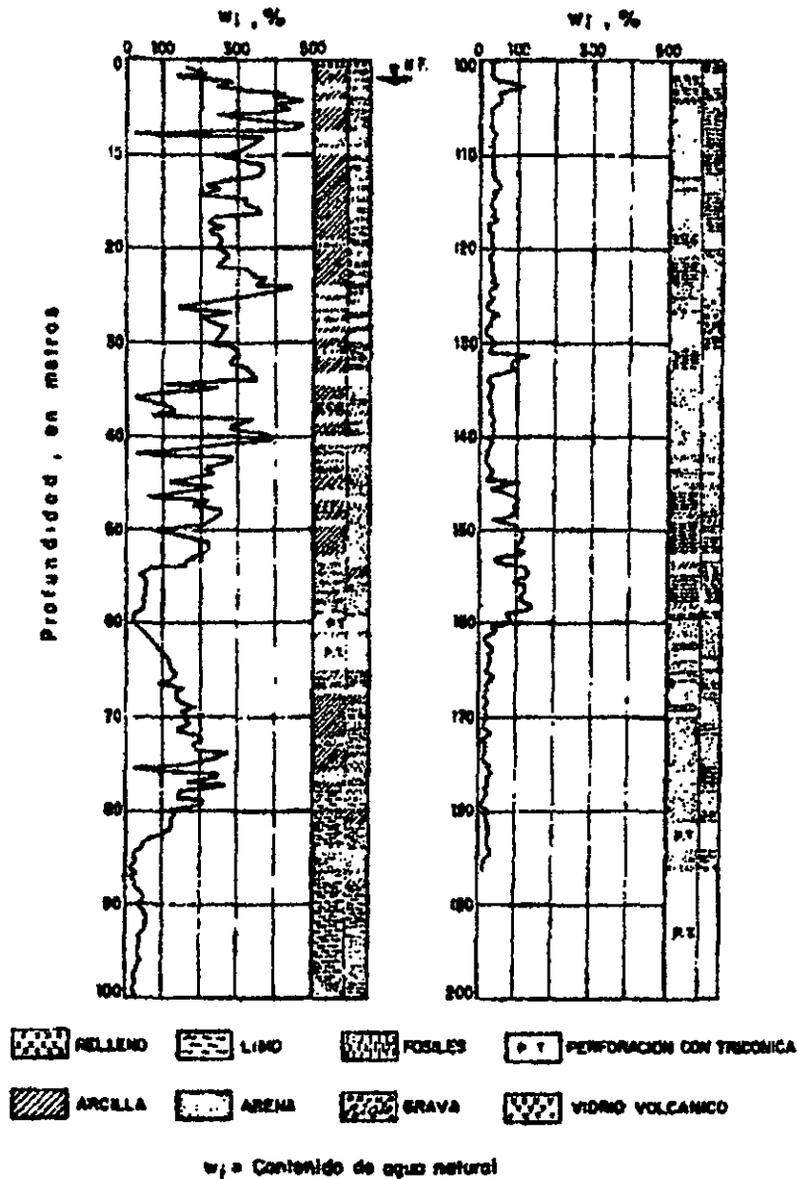


Figura I-11 Proyecto Texcoco. Corte estratigráfico y contenidos de agua natural en el sondeo BNP-1

En la siguiente tabla se presenta la variación promedio de las propiedades de los suelos muestreados en los sondeos BNP-1, 2 y 3

*Tabla I-2 Propiedades de los suelos de los sondeos BNP-1, 2 y 3*

Propiedad	BNP-1			BNP-2			BNP-3		
	FAS	CD	FAI	FAS	CD	FAI	FAS	CD	FAI
Contenido de agua natural %	290	78	203	243	42	200	198	51	163
Límite líquido %	299	85	254	269	95	215	274	72	214
Límite plástico %	72	34	66	68	39	62	66	47	55
Densidad de sólidos.	2.55	2.60	2.61	2.71	2.43	2.48	2.83	2.68	2.77
Relación de vacíos inicial.	7.89	1.40	6.59	8.00	1.09	4.91	6.96	1.21	4.91
Resistencia al corte en kg/cm <sup>2</sup> (pruebas triaxiales UU)	0.36	-	0.50	0.19	-	0.58	0.23	-	0.41

FAS Formación arcillosa superior.  
 CD Capa dura.  
 FAI Formación arcillosa inferior.

Se realizaron además pruebas especiales a fin de decidir el procedimiento idóneo para formar los lagos del proyecto Texcoco. Por ejemplo, se probó a escala natural y en el propio fondo del lago de Texcoco el remoldeo de los depósitos superficiales de arcilla mediante explosivos, con objeto de remover el suelo con bombas de lodo, lo cual resultó un método constructivo ineficaz.

También se realizó la prueba de excavación mediante draga flotante, lo cual no presentó mucha dificultad, pero los cortes en el perímetro de la excavación, al inicio estables, se iban deformando hasta que fallaban.

A partir de la información obtenida en pruebas de consolidación estándar, se estudió la posibilidad de provocar el asentamiento local del terreno con bombeo, en forma similar al que causa el hundimiento en la ciudad. Este procedimiento es el que se recomendó para conformar los lagos del proyecto, posteriormente adoptado por la comisión del lago de Texcoco.

### ***Actividad sísmica en el Valle de México y modificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.***

En la República Mexicana los sismos de mayor magnitud ocurren en las costas de Pacífico como resultado de la subducción de la Placa de Cocos. La energía liberada por la ruptura o movimiento de este cuerpo se propaga en forma radial, a una velocidad que depende de las características elásticas del medio rocoso. En términos generales se calcula que un sismo producido en las costas del Pacífico llega a registrarse en la Ciudad de México aproximadamente dos minutos después.

---

Por otro lado, debido al hundimiento del terreno y el crecimiento de la ciudad de México, se promovieron los estudios de mecánica de suelos entre 1940 y 1956.

El reglamento de 1942 fue el primero que se utilizó para diseñar edificios en la Ciudad de México sujetos a eventos sísmicos, cabe señalar que la inclusión de un capítulo sobre este tema fue consecuencia del temblor del 15 de Abril de 1941 con una magnitud de 7.9 en la escala de Richter; los daños en esa ocasión y en perturbaciones sísmicas anteriores como los de 1911 y 1932 ( el 3 de Junio de 1932 con una magnitud de 8.4 ) fueron pequeños, ya que las edificaciones eran en ese entonces de 3 a 4 niveles, regulares en planta y con una estructuración conservadora.

Cabe mencionar que algunos edificios históricos como la Catedral, el Palacio de Minería, las Vizcainas, en general más pesados que la mayoría de las construcciones destinadas a casas habitación y estructurados con columnas, arcos y bóvedas, no sufrieron daños importantes durante los sismos antes mencionados; también es importante resaltar que la mayoría de tales inmuebles estaban afectados por agrietamientos atribuidos a asentamientos diferenciales, consecuencia del hundimiento del terreno y la interacción con estructuras cimentadas con pilotes de punta.

Para explicar esta aparente incongruencia entre las estructuras antiguas y las diseñadas con criterios, materiales y procedimientos modernos, debe recordarse la notable diferencia entre los períodos de oscilación de uno y otro caso, y su relación con el período dominante del suelo blando.

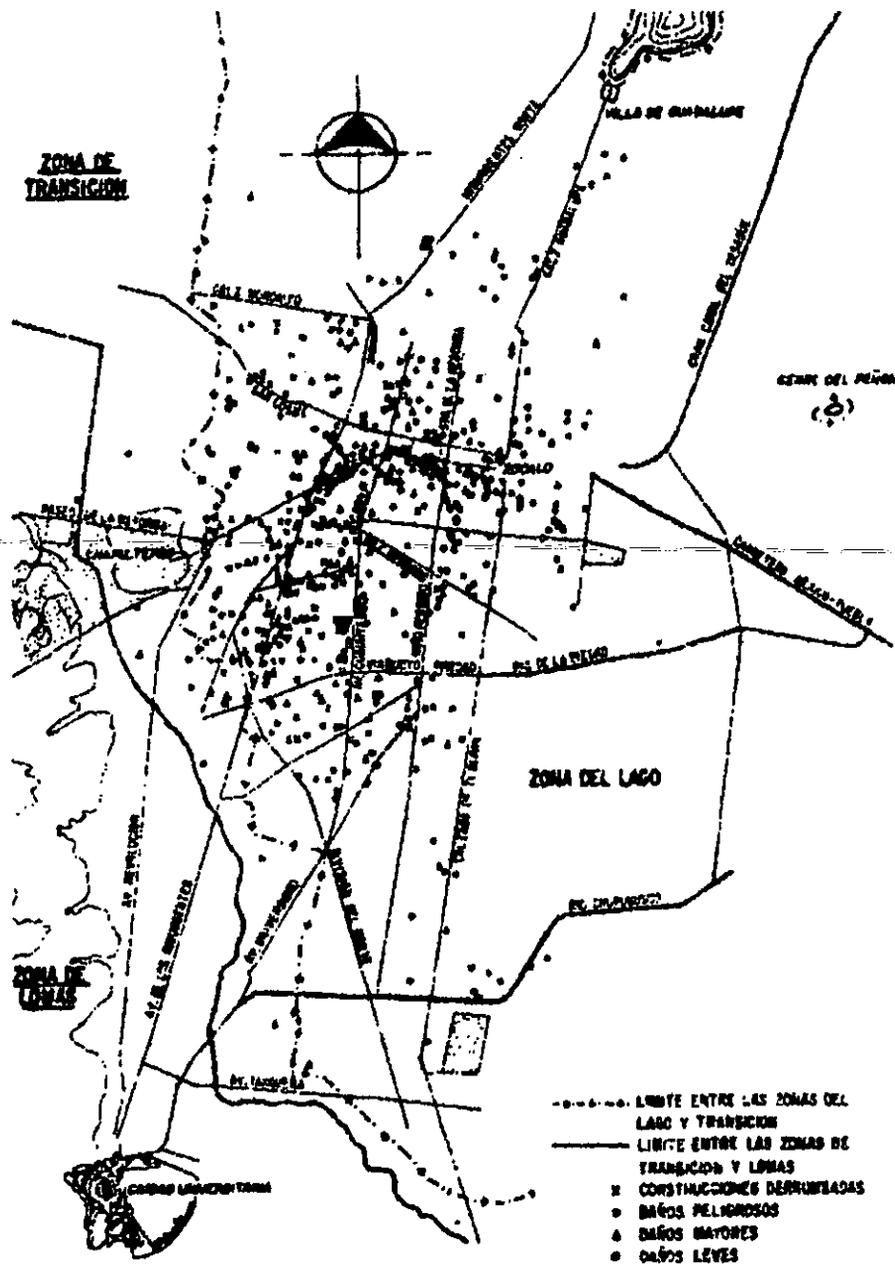
Se puede recordar que en las normas de construcción vigentes en los años cuarenta, y particularmente las relativas a cimentaciones, especificaban que en la zona antigua de la ciudad la capacidad de carga admisible era de  $5 \text{ ton/m}^2$ , y de  $3 \text{ ton/m}^2$  en los predios de nueva urbanización, pero no se hacía mención de las restricciones por asentamientos.

Paulatinamente se construyeron estructuras altas, y algunas de ellas con diseños arquitectónicos caprichosos, las cuales fue necesario sustentarla sobre pilotes o cimentaciones compensadas, razón por la cual los ingenieros se vieron forzados a superar las limitaciones del reglamento de 1942 con estudios de mecánica de suelos y diseños especiales de cimentaciones.

El sismo del 28 de Julio de 1957 reveló las deficiencias en los diseños de estructuras y en los procedimientos constructivos, particularmente en las estructuras más recientes de esa época.

Debido a este acontecimiento, se impulsaron las investigaciones sobre el comportamiento del subsuelo durante las perturbaciones telúricas, lo cual implicó que posteriormente se realizaran cambios substanciales en la normatividad para las construcciones del Distrito Federal.

Durante este suceso los sitios más afectados fueron los correspondientes a la zona del lago, incluyendo los límites de la zona de transición, y prácticamente las construcciones localizada en la zona de lomas no sufrieron daños; con este evento se observó la intensidad de destrucción en las edificaciones cimentadas en los suelos compresibles, y prácticamente nula en terrenos firmes al Poniente del Valle de México; se elaboraron normas de emergencia sobre diseño sísmico, las cuales incluyeron la zonificación de la ciudad atendiendo a la composición del subsuelo ( Raúl Marsal y Marcos Mazari 1959 ), a la clasificación de los edificios según su uso e importancia, y a las características geométricas y mecánicas de las construcciones.



*Figura I-12 Distribución de daños ocasionados por el sismo del 28 de Julio de 1957 en la Ciudad de México.*

Posteriormente se propusieron modificaciones importantes sobre el diseño de las cimentaciones, así como nuevos lineamientos que modificaron el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en 1966.

En vista del progreso en conocimientos y experiencias sobre el comportamiento de edificios en la Ciudad de México, se continuo con la revisión del reglamento, surgiendo así el Reglamento de Construcciones de 1976.

Estas normas señalaban las fronteras entre las tres zonas geotécnicas en términos del espesor de la capa compresible superficial, esto es, se aceptaba que un sitio correspondía a la zona de lomas si presentaba como máximo 3 m de espesor de material compresible sobre la roca o tepetate, además la zona de transición debía de tener entre 3 y 20 m de material compresible sobre los depósitos aluviales, y la zona del lago a aquella que contará con más de 20 m de arcilla compresible sobre las capas firmes profundas.

En cuanto a los valores del coeficiente sísmico elástico, el reglamento de 1976 proponía valores de 0.16 g para las edificaciones que se alojaran en la zona de lomas, de 0.20 g para aquellas en la zona de transición, y de 0.24 g para las de la zona del lago. Estos coeficientes podían reducir su valor en función de la ductilidad que fuera capaz de desarrollar la estructura.

Estas normas se mantuvieron sin cambio alguno hasta el 19 de Septiembre de 1985, fecha en la que un sismo de magnitud de 8.1 con foco en la trinchera de Michoacán ocasionó un gran número de víctimas y fuertes daños a construcciones de la capital asentadas en las zonas de transición y del lago.

El impacto destructivo comparado con los daños del sismo de 1957, reflejó la mayor intensidad del terremoto de 1985, debido al acelerado crecimiento de la mancha urbana, y a que las construcciones incrementaron su altura con el tiempo.

El 18 de Octubre de 1985 entraron en vigor las normas de emergencia que incrementaron los coeficientes sísmicos elásticos a 0.40 g en la zona del lago, 0.27 g en la zona de transición, y los de la zona de lomas permanecieron sin cambio, ya que los daños ocasionados en ese lugar fueron insignificantes; además se limitó a 4 el factor de reducción de las fuerzas sísmicas. Dichos coeficientes se mantuvieron en revisión durante casi 2 años, hasta quedar integrados en el nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal que entró en vigor en Julio de 1987.

Este reglamento es el que se utiliza en la actualidad para el diseño de estructuras en el Valle de México, y desde que entró en vigor, no ha sufrido cambios significativos en su estructura.

### *Comportamiento de las cimentaciones.*

En los primeros treinta años del presente siglo, la gran mayoría de las edificaciones se cimentaban sobre zapatas corridas de mampostería o losas de concreto armado desplantadas a profundidades de 0.6 a 1.5 m. Los edificios tenían forma regular con muros de tabique o mampostería, con tres o cuatro niveles y entresijos apoyados en vigas de madera, acero o concreto; en lo que respecta a su comportamiento, este era satisfactorio a pesar de que algunos sismos registrados en esa época fueron de alta intensidad.

Constituye una excepción el Monumento a la Independencia, que inicialmente cimentado sobre una losa de concreto armado falló cuando se construía el capitel de la columna, por lo cual se hizo el nuevo diseño de una cimentación que consistía en pilotes de madera a los que se les asignó una capacidad de 2 toneladas, razón por la cual se hincaron 4652 pilotes de aproximadamente 20 m de longitud.

Otro caso excepcional fue el edificio del Banco de Londres y México, que se cimentó sobre un cajón de concreto diseñado de tal manera que fuera mínima la carga transferida al subsuelo, en la actualidad este edificio sufrió un asentamiento diferencial y daños, ya que se le agregó un piso y sobrecargas en el sótano.

A principios de los años cuarenta se construyeron edificios de 6 a 10 niveles con cimentaciones sustentadas por pilotes de madera; era usual suponer una carga admisible de 25 toneladas por pilote; estos elementos estaban formados por varios tramos unidos mediante una barra de acero en sus extremos reforzados con cinchos.

Los pilotes se hincaban hasta la capa dura a unos 30 m de profundidad, y se aplicaba la fórmula de Engineering News Record para calcular la capacidad de cada pilote; era muy frecuente que los pilotes en el momento del hincado sufrieran desviaciones con respecto a la verticalidad ( mayores del 3% de su longitud ) por descuidos y debilidad en las uniones.

Para localizar la capa dura, se hincaba una barra de 1.5 pulgadas de diámetro con martinets manuales, y se registraba el número de golpes y la penetración. En este período se construyeron algunos edificios cimentados sobre cajones de concreto desplantados a profundidades que variaban de 3 a 4 m , de modo que se compensaba gran parte del peso propio y de la carga viva.

El comportamiento las cimentaciones dependía del control en el hincado para el caso de los pilotes, y del procedimiento constructivo de la excavación y la verificación de las cargas, para el caso de la cimentaciones compensadas.

En la década de los cuarenta la mecánica de suelos se incorpora a la enseñanza de la Ingeniería Civil, e independientemente de las normas de construcción de ese tiempo, los ingenieros comienzan a aplicar métodos de diseño basados en la exploración y ensayos de laboratorio, así como teorías sobre la capacidad de carga del terreno, y el cálculo de asentamientos; de esta manera fueron quedando en el olvido las viejas recetas para diseñar cimentaciones. Sin embargo el reglamento de construcciones promulgado en 1942 siguió en vigor hasta 1957 , en que es sustituido por disposiciones de emergencia formuladas a raíz del sismo del 28 de Julio de 1957.

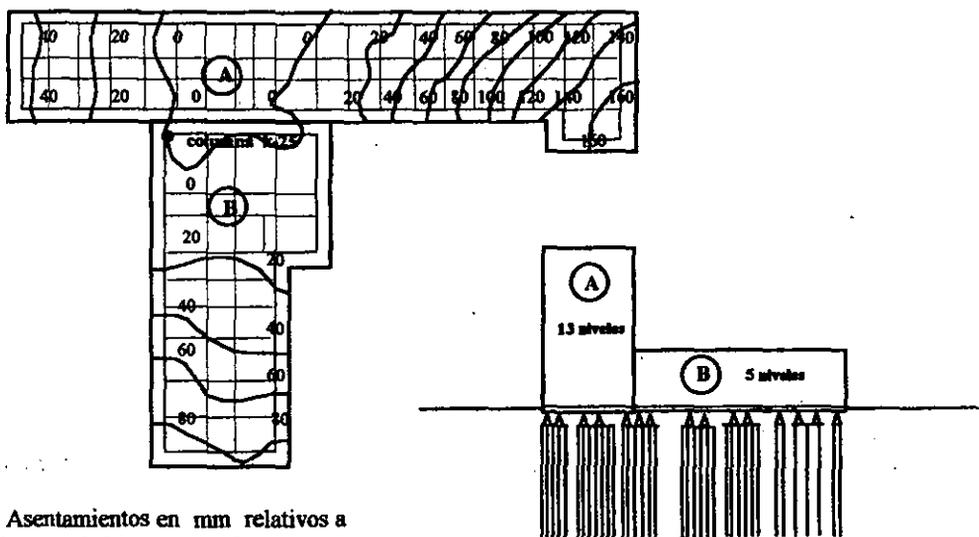
### ***Comportamiento y evolución de los pilotes.***

En la década de los cuarenta era común cimentar edificios pesados sobre pilotes de madera hincados hasta la capa dura. La revisión de los materiales, uniones y equipos de construcción reveló la situación caótica en cuanto a los métodos de hincado y a la calidad de los pilotes, causa de un comportamiento defectuoso de ciertas edificaciones ( agrietamientos por hundimientos diferenciales principalmente ).

Además en este período de desarrollo urbano el hundimiento del terreno alcanzaba de 20 a 40 cm/año, lo cual provocaba que las construcciones piloteadas hasta la capa dura emergieran del terreno circundante, se deformaran más en el perímetro que en el interior y produjeran daños severos a los edificios vecinos.

Los estudios sobre varios casos notorios de mal funcionamiento demostraron que los factores determinantes eran: el hincado defectuoso y la fricción negativa. En lo que respecta a la fricción

negativa, esta se produce cuando los estratos compresibles se consolidan, lo cual hace que los pilotes de punta incrementen su carga y la transmitan a la capa dura en donde se apoyan, debido a la adherencia que existe entre los pilotes y el suelo.



Nota : Asentamientos en mm relativos a la columna k-25, registrados en el periodo de Enero de 1958 a Julio de 1959

Figura I-13 Edificio cimentado sobre pilotes de madera hincados hasta la capa dura en la zona del lago. Medición de asentamientos.

Como consecuencia de este mal funcionamiento se promovió el uso de los pilotes de concreto armado o de concreto simple de diferentes tipos, capaces de soportar cargas de 40 a 50 toneladas, y además se enfatizó en la necesidad de controlar cuidadosamente el hincado de estos.

La *Torre Latinoamericana* ( Zeevaert 1956 ) es un ejemplo de la adecuada aplicación de las cimentaciones con pilotes de punta; en este sitio se le asignó a la superficie de la primera capa dura ( Arena Tarango I ) una presión de trabajo de  $1.2 \text{ kg/cm}^2$ , y debido a que la presión que el edificio transmitiría al subsuelo era del orden de  $2.1 \text{ kg/cm}^2$ , fue necesario tomar con subpresión  $1 \text{ kg/cm}^2$ , por lo cual se decidió colocar la cimentación a una profundidad de 13 m bajo la superficie del terreno.

El número total de pilotes usados fue de 361, que bajo condiciones de trabajo toman una carga de 33 toneladas por pilote; las pruebas indicaron que el límite elástico de trabajo era de 90 ton, mientras que la carga para que penetraran los pilotes fue de 120 ton.

La fricción negativa calculada fue de 19 toneladas por pilote en los pilotes centrales, de 22.5 toneladas en los pilotes de la orilla, y de 27 toneladas en los pilotes de la esquina.

La primera capa dura aparece de 33.5 a 38.2 m de profundidad, y está compuesta por series de depósitos aluviales y lacustres de arena andesítica, arena arcillo-limosa con poca grava y pómez, hoyos de raíces y carbonatos de calcio en la parte superior del depósito.

Con el propósito de corregir cualquier inclinación del edificio debida a la heterogeneidad en la compresibilidad de los depósitos de arcilla volcánica, se diseñaron pozos de inyección en las cuatro esquinas de la cimentación. En cualquiera de estos pozos la presión podría ser aumentada o disminuida en caso necesario, para producir una importante diferencia de subpresión en las esquinas del edificio; este sistema hidráulico no se ha usado, puesto que el inmueble no ha mostrado ningún desplome.

Otra construcción que ha tenido un comportamiento satisfactorio en términos generales es el edificio más alto de la Ciudad de México ( *El Hotel de México* hoy en día llamado Word Trade Center ), que consta de una torre de 51 niveles que ocupa un área aproximadamente rectangular de 15.75 m por 122.5 m entre el nivel de desplante localizado a 11.1 m de profundidad y la sexta planta a 14.4 m de altura con respecto al nivel de la superficie del terreno, el área de la construcción se amplía a 27 m por 145.8 m , y su estructura es de concreto reforzado.

Desde los 16 m y hasta la máxima profundidad explorada de 51 m , se localizan los depósitos profundos, que en general están constituidos por arenas limosas de gruesas a finas, con gravas; las pruebas de penetración estándar indicaron que estos depósitos se encuentran en estado compacto a muy compacto, el nivel freático se localizó a 4.45 y 4.6 m, y de acuerdo a las mediciones piezométricas por lo menos hasta 25 m de profundidad la presión de poro tenía una distribución hidrostática.

El edificio se desplantó sobre estos depósitos, cuya cimentación consistió en pilas desplantadas a 21 m de profundidad, con diámetros que llegaron hasta 1.5 m. Tomando en cuenta que con la excavación que se realizó para alojar el basamento, la presión efectiva del suelo al nivel de apoyo se reduce  $8.6 \text{ ton/m}^2$ , y aplicando un factor de tres, se obtuvo una capacidad admisible en la base de las pilas de  $500 \text{ ton/m}^2$ .

El estado actual en el que se encuentra este edificio es satisfactorio, debido al adecuado diseño y construcción del mismo, y al mantenimiento que se le ha brindado desde su construcción hasta la fecha.

Para los edificios altos cimentados en las zonas más conflictivas de la Ciudad de México, se han empleado cimentaciones parcialmente compensadas con pilotes de punta o en los casos más desfavorables con pilas apoyados en la primera capa dura. El comportamiento de esta clase de cimentaciones ha sido en general satisfactorio, aún cuando presentan los inconvenientes de la emersión de las estructuras con respecto a la superficie del terreno, y la fricción negativa a lo largo del fuste del pilote.

La emersión de las estructuras piloteadas hasta la capa dura ocasionada por la compresión de los estratos compresibles de la formación arcillosa superior ocasiona daños a las estructuras vecinas, por lo cual se han desarrollado de varias soluciones enfocadas resolver este problema, como es el caso de los pilotes de control, los pilotes de fricción, los pilotes entrelazados, los pilotes telescopeados, y los pilotes de punta penetrante. Estos diferentes tipos de cimentación se han usado en combinación con cajones de concreto armado que compensan parcialmente las cargas del edificio.

Refiriéndonos a los pilotes de fricción, alrededor del año de 1950 se pensó que se podían usar cimentaciones profundas mediante una combinación de excavaciones con pilotes que trabajaran por adherencia o fricción; aún cuando se comentaba que eran muy recientes las observaciones para que se tuvieran conclusiones definitivas, se señalaba que los indicios eran de que la solución era adecuada y económica.

Por lo anterior, las cimentaciones parcialmente compensadas con pilotes de fricción se usaron en muchos edificios desde entonces, sin embargo la experiencia con este tipo de cimentación durante sismos fuertes no ha sido muy satisfactoria, ya que frecuentemente se presentan desplomes permanentes de magnitud importante.

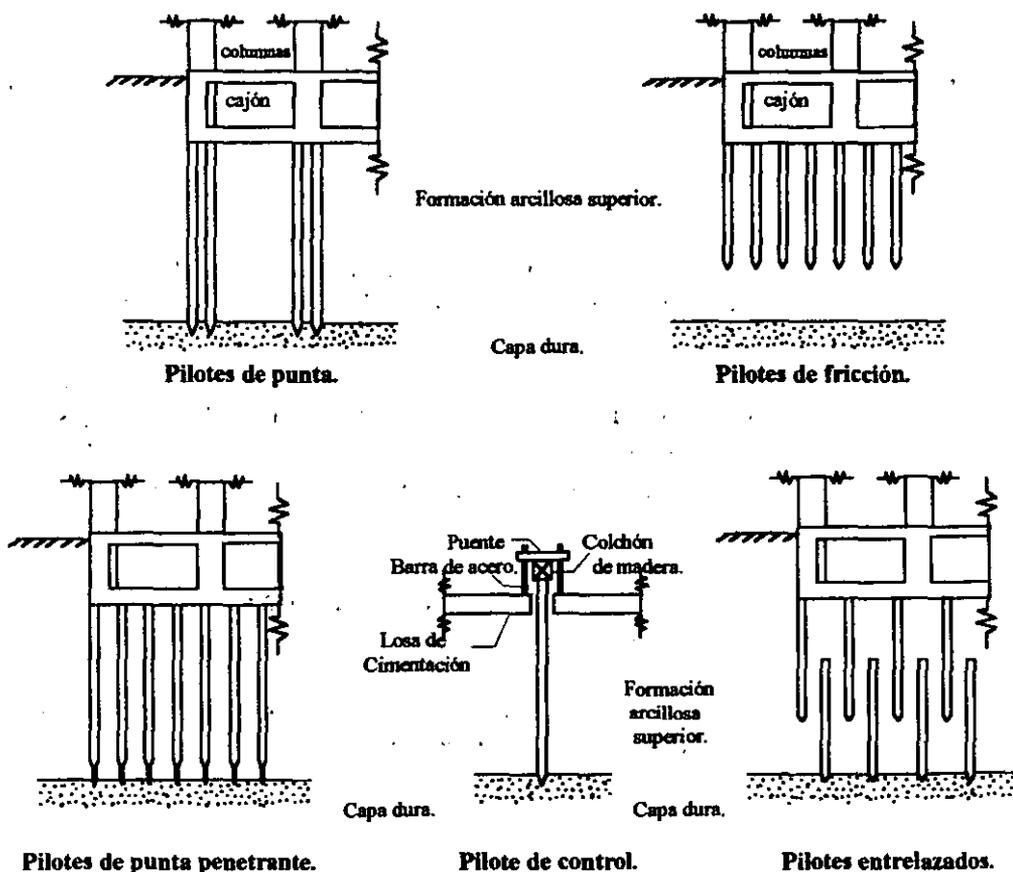


Figura I-14 Tipos de pilotes empleados en las cimentaciones en la arcilla del Valle de México.

**Cimentaciones en la zona de lomas.**

En esta región de la ciudad existen minas de arena, que en la actualidad se encuentran abandonadas; la localización de estos túneles y cámaras es difícil y costosa, ya que el trazo de tales excavaciones es irregular y esta interrumpido por derrumbes.

Pero a pesar de estos problemas y la presencia de rellenos artificiales heterogéneos no compactados en la superficie, el subsuelo es muy bueno, ya que está constituido por depósitos volcánicos cementados poco compresibles.

Los cimientos que se utilizan para las edificaciones, son generalmente zapatas aisladas o continuas, pero los edificios más pesados se soportan con losas de concreto armado, y en casos extremos se utilizan pilas desplantadas a profundidades del orden de 15 m, pero siempre se debe explorar adecuadamente el sitio donde se desplantará el edificio, para localizar posibles minas de arena, y en su caso, evaluar adecuadamente el problema y establecer el tratamiento requerido.

Desde el punto de vista de la sismicidad, esta zona es más favorable que la de transición, y aún más que la zona del lago, ya que es moderada la sollicitación dinámica, y las frecuencias naturales son altas; el daño ocasionado en construcciones de esta zona por sismos registrados durante el presente siglo, no ha sido de consideración.

***Evolución de los procedimientos constructivos en las excavaciones en la arcilla de la Ciudad de México.***

En lo referente a excavaciones en las zonas blandas, para edificios de 3 a 4 niveles con 1 ó 2 m de profundidad; estas no causaban problemas en cuanto a la estabilidad de sus taludes y del fondo, y los asentamientos resultaban aceptables. Se presentaron problemas de inestabilidad cuando la edificación proyectada necesitaba ser desplantada a más de 4 m de profundidad atravesando el nivel freático.

La expansión elástica por descarga del terreno más la inducida por la filtración era causa de asentamientos al aplicar las cargas del edificio; para tratar de reducir el daño causado por las expansiones y asentamiento a las construcciones, se emplearon métodos de excavación parcial o en trinchera, pero con esto se complicaba el procedimiento constructivo y se ampliaba el tiempo en la ejecución de las obras.

En excavaciones de 6 m de profundidad la expansión total era de unos 60 cm , y podía provocar la falla de los taludes por asentamientos diferenciales.

Los cárcamos de bombeo ademados con tablaestacas metálicas troqueladas a diferentes niveles, fallaban por el fondo cuando se pretendía excavarlos en seco abajo de 7 m , si no se tomaban precauciones especiales o el diseño fuese inapropiado.

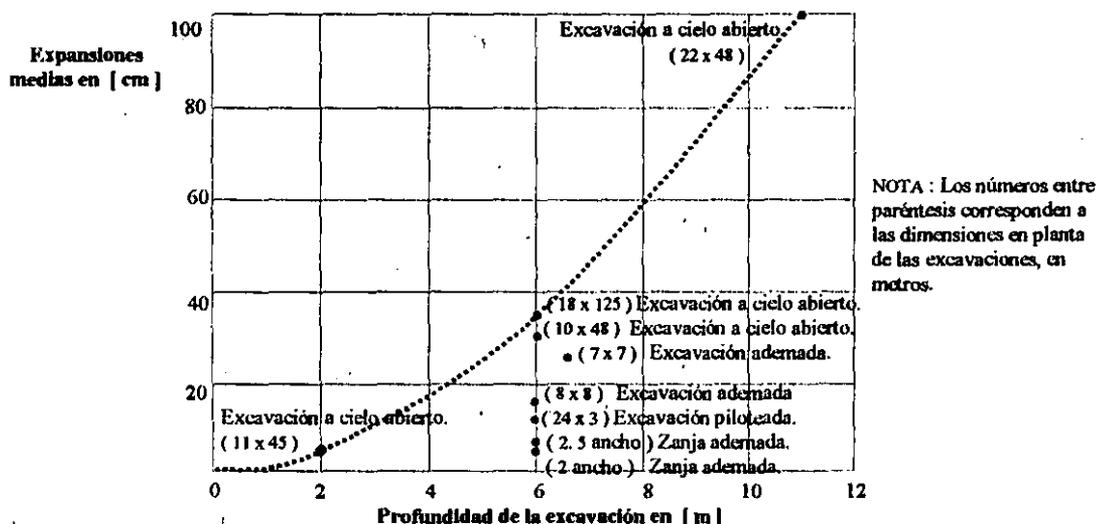


Figura I-15 Expansiones medias en diferentes tipos de excavaciones.

### ***Túneles en suelos blandos.***

La red de drenaje y el Colector Central que descargaba en el km 0+000 del Gran Canal del Desagüe fueron construidos a cielo abierto, lo cual implicaba construir zanjas hasta de 5m de profundidad.

Los primeros conductos en túnel dentro del área urbana se realizaron en la década de los cincuenta con el objetivo de evitar inundaciones en las zonas de la ciudad más afectadas por el hundimiento del terreno; la excavación de estos túneles se efectuaba con escudos semiabiertos, y el revestimiento temporal se hacía por medio de ocho a diez dovelas de concreto armado, pero a pesar de que las profundidades a las que se efectuaban estas tareas ( de 12 a 15 m de profundidad ) las dificultades eran numerosas, debido a las características de los depósitos blandos alternados con estratos arenosos más rígidos, el agrietamiento del subsuelo, la carencia de equipos especializados para colocar las dovelas y efectuar el contacto con el terreno, y a lo que se sumaba la inexperiencia para este tipo de construcciones.

A medida que se mejoraban los procedimientos constructivos y la capacitación del personal, se fueron resolviendo casos más difíciles, esto es, se construyeron túneles a mayor profundidad y con condiciones menos propicias del subsuelo en zonas de reciente urbanización. Además se emplearon escudos de diseño mejorado y nuevas técnicas de instalación de dovelas, y posteriormente se recurrió al empleo de aire comprimido para evitar la falla del frente de la excavación en túneles ubicados a profundidades de 20 a 25 m ; este método resultó sumamente complicado y muy costoso; por último se optó por excavar con escudo presurizado y remover el material en forma de lodo mediante bombeo, mientras que el revestimiento estaba constituido por un número reducido de dovelas ( generalmente cinco ) unidas mediante pernos, las cuales se instalaban con dispositivos especiales que permitían realizar los movimientos con seguridad y precisión, e inyectar el contacto con la prontitud requerida.

La construcción de túneles para el Sistema de Transporte Colectivo ( Metro ) dentro de la ciudad, ha tenido una evolución semejante a la descrita anteriormente. Estos se iniciaron a mediados de los años 60, primero alojando las estructuras a cielo abierto limitadas por muros Milán apuntalados, y actualmente en túneles excavados con escudos presurizados y con revestimiento constituido por dovelas de diseño moderno.

Para iniciar la excavación de los túneles se han usado dos tipos de lumbreras: las construidas con muros Milán de perímetro poligonal, y la lumbrera flotante, que con las adaptaciones recientes ha tenido un mejor funcionamiento.

La penetración del escudo en el terreno desde la lumbrera es una operación delicada, y lo usual es recurrir a inyecciones de cemento para aumentar la resistencia del suelo en la zona adyacente a la lumbrera.

A pesar de que se han clausurado pozos municipales a lo largo de las líneas del Metro, las filtraciones a través del revestimiento de los túneles han provocado asentamientos por consolidación; además las descargas del terreno en las estaciones del Metro han producido expansiones y la emersión de las estructuras, cuyos efectos se han solucionado con la construcción de oficinas sobre ellas para lograr la compensación total. En lo que respecta al impacto de los sismos en los túneles del Metro, se puede afirmar que no se han producido daños significativos.

## **Capítulo II**

### **Características geológicas y geotécnicas del Valle de México.**

- *Introducción*
- *Marco geológico general.*
- *Marco paleoclimático.*
- *Marco vulcanológico.*
- *Estratigrafía general.*
  - a) *Depósitos del lago.*
  - b) *Depósitos de transición.*
  - c) *Depósitos de las lomas.*
- *Tectónica*
  - a) *Antigua*
  - b) *Intermedia*
  - c) *Moderna*
- *Zonificación geotécnica del Valle de México.*
  - a) *Zona del Lago.*
  - b) *Zona de Transición.*
  - c) *Zona de las lomas.*

## Capítulo II Características geológicas y geotécnicas del Valle de México.

### Introducción.

Con relación a las propiedades mecánicas de los suelos del Valle de México, y particularmente a las zonas del lago y transición, se ha observado estos sufren una constante evolución, presentándose una constante disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al corte; estos fenómenos son consecuencia de la intervención del hombre en la naturaleza, y se deben fundamentalmente al bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable de la urbe, a las sobrecargas impuestas por antiguos rellenos superficiales, al peso de las estructuras, y al abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos.

Estos cambios en las propiedades dinámicas ocurren en pocos años o aún en meses, por esta razón la información previa sobre las propiedades mecánicas de estos suelos únicamente debe tomarse en cuenta como una guía, y siempre es necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables.

Para conocer la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que encuentra la Ciudad de México, es necesario considerar los siguientes tres marcos de referencia.

- a) El marco geológico general.
- b) El marco paleoclimático.
- c) El marco vulcanológico.

### Marco geológico general.

La cuenca del Valle de México se asemeja a una enorme presa azolvada, en la que la cortina situada al Sur de esta, está representada por los basaltos de la sierra del Chichinautzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres, y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciales y volcanes.

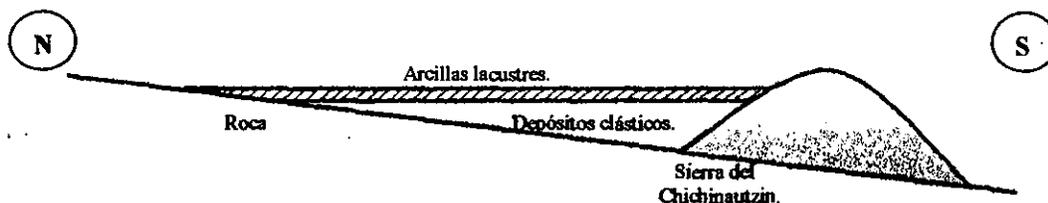


Figura II-1 Esquema geológico general del Valle de México.

Los rellenos contienen además de capas de ceniza y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas del último medio millón de años o sea del Pleistoceno superior ( que es aproximadamente cuando la cuenca se cerró ), numerosos suelos producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales, los cuales se han transformado en paleosuelos o tobas, y llevan el sello del clima en el que se formaron; por ejemplo, en ocasiones son amarillos, lo cual indica que se formaron en condiciones ambientales frías, otras veces son cafés, lo cual indica un clima moderado y las tobas rojizas que señalan un clima subtropical.

Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México, desde la fundación de Tenochtitlán ( hace aproximadamente 600 años ) los pobladores han tenido que enfrentarse a las características difíciles del relleno central; hacia la mitad de este siglo la construcción de los edificios y obras urbanas se extendió hasta los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos de sedimentos transicionales, y en la segunda mitad de este siglo, la urbe se ha extendido aún más rebasando los límites de la planicie hacia el Occidente, cuyo espacio está cubierto por los abanicos volcánicos de la Sierra de las Cruces, conocida como la Zona de Lomas.

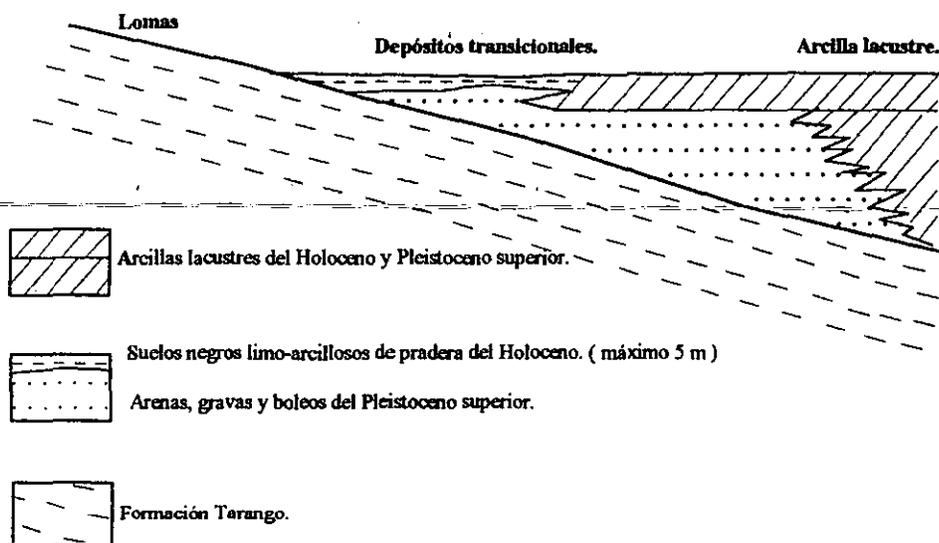


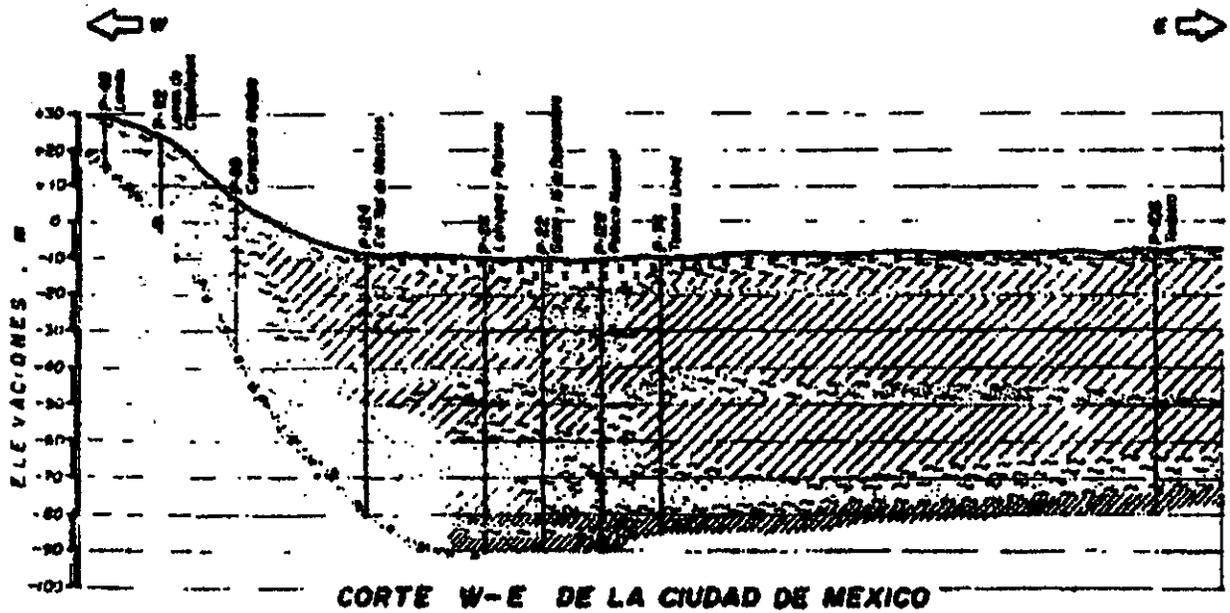
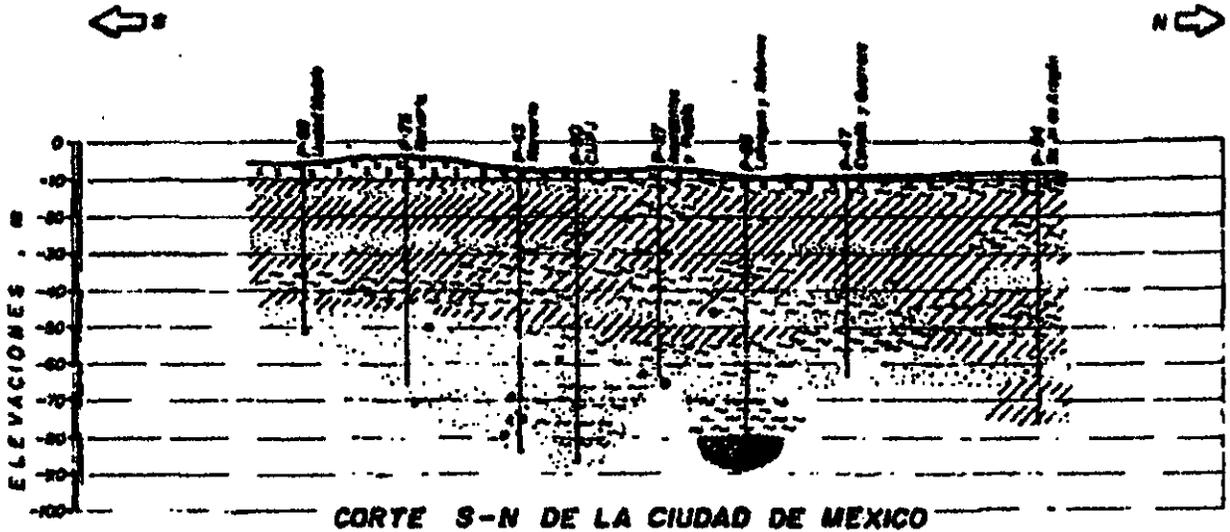
Figura II-2 Esquema geológico general de la transición lomas-planicie de un "delta" aluvial.

Se puede generalizar que los suelos de la planicie lacustre del Valle de México se originaron durante el Pleistoceno medio y superior, y por supuesto en el Holoceno, formándose una compleja secuencia de estratos blandos arcillosos intercalados con capas y lentes duros.

Las arcillas fueron el resultado de la deposición de partículas finas en lagos, y los lentes y capas duras fueron consecuencia de la acumulación de cenizas o aluviones expuestos a un secado solar en épocas de calor.

El profesor Marsal durante el Congreso de la Investigación Científica de la UNAM de 1953 presentó un modelo estratigráfico de los suelos del Valle de México basado en 15 sondeos. La secuencia de estratos está integrada por un relleno natural o artificial, un manto superficial, la formación arcillosa superior, la capa dura, la formación arcillosa inferior y los depósitos profundos.

La identificación de estos estratos es muy simple y confiable, con solo conocer la variación vertical del contenido natural de agua; pero este criterio de estratificación se tubo que justificar con el apoyo geológico, con lo cual fue posible obtener el siguiente modelo.



**SIMBOLOGIA**

	Relleno		Arena
	Arcilla		Grava
	Limo		Arcilla compacta

0 1 2 3 4 5 km  
 ESCALA HORIZONTAL GRAFICA APROX.

NOTA - La elevación 0, corresponde a la cota del  
 Banco de Alizcocotes = 2 244.48 m

Figura II-3 Cortes estratigráficos según el Profesor Marsal.



Posteriormente siguió una etapa de clima caluroso ( 1<sup>er</sup> interglacial ) el cual cedió cuando comenzó una segunda glaciación ( Kansas ); luego se presentó el segundo interglacial que produjo un clima caliente y duró aproximadamente 200,000 años, por lo cual se le conoce como el gran interglacial ( Yarmouth ) a este acontecimiento prosiguió un tercer período frío o la tercera glaciación ( Illinois ) para el cual se han podido determinar dos avances separados por un período de clima moderado; esta tercera glaciación terminó con el desarrollo de un período cálido hace 80,000 o 100,000 años, y a este período se le conoce como el tercer interglacial ( Sangamon ), de nuevo se fue enfriando el clima imponiéndose la cuarta glaciación ( Wisconsin ) caracterizada por tres oscilaciones y dos períodos de clima moderado intercalados. Esta etapa terminó hace 10,000 años aproximadamente, periodo en el que comienza el Holoceno reciente.

Durante el Holoceno reciente se presentó un período climático moderado tendiendo a caliente, que es el clima que en la actualidad impera.

Tabla II-1 Glaciaciones e Interglaciales.

Años antes de hoy.	Acontecimiento
10,000	Holoceno - Reciente.
10,000 a 80,000	<u>Cuarta Glaciación</u> ( Wisconsin ) 3 avances
80,000 a 100,000	3 <sup>er</sup> Interglacial ( Sangamon )
100,000 a 300,000	<u>Tercera Glaciación</u> ( Illinois ) 2 avances
400,000 a 600,000	2 <sup>o</sup> Interglacial ( Yarmouth )
?	<u>Segunda Glaciación</u> ( Kansas )
?	1 <sup>er</sup> Interglacial
900,000	<u>Primera Glaciación</u> ( Nebraska )

De lo anterior se deriva que la cuenca de México desde su cierre en el Sur por los basaltos de la Sierra del Chichinautzin, ha pasado por dos períodos de glaciación, el Illinois y el Wisconsin, y dos interglaciales, el Yarmouth y el Sangamon, tal como se aprecia en la tabla anterior.

Las profundas barrancas de la Magdalena, de Santa Rosa, y de la cañada en la zona de lomas, presentan una forma de " U " , y se ha podido determinar que son producto de la erosión glacial; cabe señalar que después de las manifestaciones glaciales, sobreyacen secuencias de suelos rojos del tipo interglacial.

Por otra parte uno de los productos típicos acompañado de la existencia de los glaciales son los suelos eólicos. Las llamadas brisas de valle y de montaña que se desarrollan en la actualidad en la cuenca, debieron haberse acentuado notablemente durante los climas glaciales, transformándose en vendavales; estos fuertes vientos acarrearán grandes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterado al Valle de México, al precipitarse este polvo denominado loes en el lago, se hidrató formándose las conocidas arcillas lacustres del valle; con este mecanismo se interpreta hoy en día que las arcillas son principalmente producto de la alteración físico-química de loess glacial.

### *Marco vulcanológico.*

Todo el material contenido en los depósitos de la cuenca del Valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico; los de origen volcánico directo son por ejemplo, las lavas de los domos pliocénicos del Cerro de Chapultepec y del Cerro del Tepeyac, así como también lo son las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, la sierra de Santa Catarina con su hilera de conos escoriaeos juveniles rodeados de lavas, y las coladas recientes de lava del pedregal de San Angel originadas por el Xitle.

Estos derrames volcánicos menores no compiten en variedad y volumen con los de un volcán grande como el cerro de San Miguel, situado al SW de la Ciudad de México. Este complejo volcán con calderas múltiples estuvo activo desde finales del Plioceno hasta hace unos 100,000 años, produciendo en un lapso de dos a tres millones de años erupciones pumíticas de gran volumen y energía, varios kilómetros cúbicos de lavas, además de extensos lahares calientes y fríos, avalanchas ardientes y otros numerosos tipos de piroclásticos, los cuales han contribuido a los extensos abanicos volcánicos de la Zona de Lomas.

Entre las erupciones más espectaculares ocurridas en el Pleistoceno superior destacan las de las arenas azules ( formación Tarango ) hace 170,000 durante la formación de la caldera del Cerro de San Miguel, es decir a mediados de la tercera glaciación. Al precipitarse los flujos piroclásticos sobre las superficies glaciales en las cumbres del volcán, el vapor producido generó lahares calientes que descendieron a velocidades extraordinarias, avanzando hasta distancias de 20 km del cráter para terminar en las barrancas de Tarango, Tacubaya y San Angel.

Así como se produjeron flujos piroclásticos y lahares calientes, y en ocasiones dentro del curso de la actividad volcánica también se produjeron lahares fríos, los cuales consisten en corrientes lodo-arenosas que arrastran a su paso extraordinarios bloques de roca.

Por otra parte, en lo que respecta a los depósitos volcánicos indirectos, se encuentra la acumulación de polvo eólico; en las regiones volcánicas abundaban los detritos finos derivados de las cenizas volcánicas, el viento se encargaba de levantar el polvo y transportarlo; cuando el viento depositó estas partículas en laderas durante períodos de clima frío, estos suelos se transformaban en suelos inmaduros que con el paso del tiempo se convierten en tobas amarillas las cuales en la actualidad abundan en la zona de lomas; sin embargo cuando se depositaban en un lago, las partículas se hidratan transformándose en arcillas, y cuando estas partículas se asentaron durante un interglacial, o sea cuando impera un clima relativamente caliente, se producen suelos con coloides debido a la actividad fitológica más intensa; estos suelos con el tiempo se transforman en tobas rojizas arcillosas. Los suelos rojos ricos en coloides son característicos del tercer interglacial ( Sangamon ) y abundan por Cuajimalpa.

Al final de cada uno de los períodos glaciales se produjeron deshielos, los cuales provocaron el crecimiento de arroyos y ríos caudalosos; los deshielos generaron potentes depósitos fluviales que hoy en día se pueden reconocer en numerosos puntos de las lomas, así como al pie de estas entre la zona transición y la planicie central, formando abanicos aluvio-fluviales ( deltas ).

En conclusión se puede decir que la cuenca del Valle de México se formó después de una época intensa de actividad volcánica, en la cual fueron apareciendo las sierras que se presentan en el siguiente



Como consecuencia de las condiciones anteriores, se presentaban transgresiones y regresiones lacustres, el lago subsistía durante las épocas de calor ( sequía ) en las partes centrales de la cuenca, continuando en esas partes la depositación de arcillas lacustres, mientras que en las partes marginales ( transición ) se intercalaban las arcillas lacustres con suelos de pradera.

Debido a los cambios extremos de temperatura, y a que en función de estos se transformaron las características de los suelos, se pueden reconocer hoy en día las grandes variaciones de la secuencia estratigráfica de los depósitos del lago. Además se ha logrado correlacionar la estratigrafía de dichos depósitos con las secuencias volcánicas de las lomas al Poniente de la ciudad.

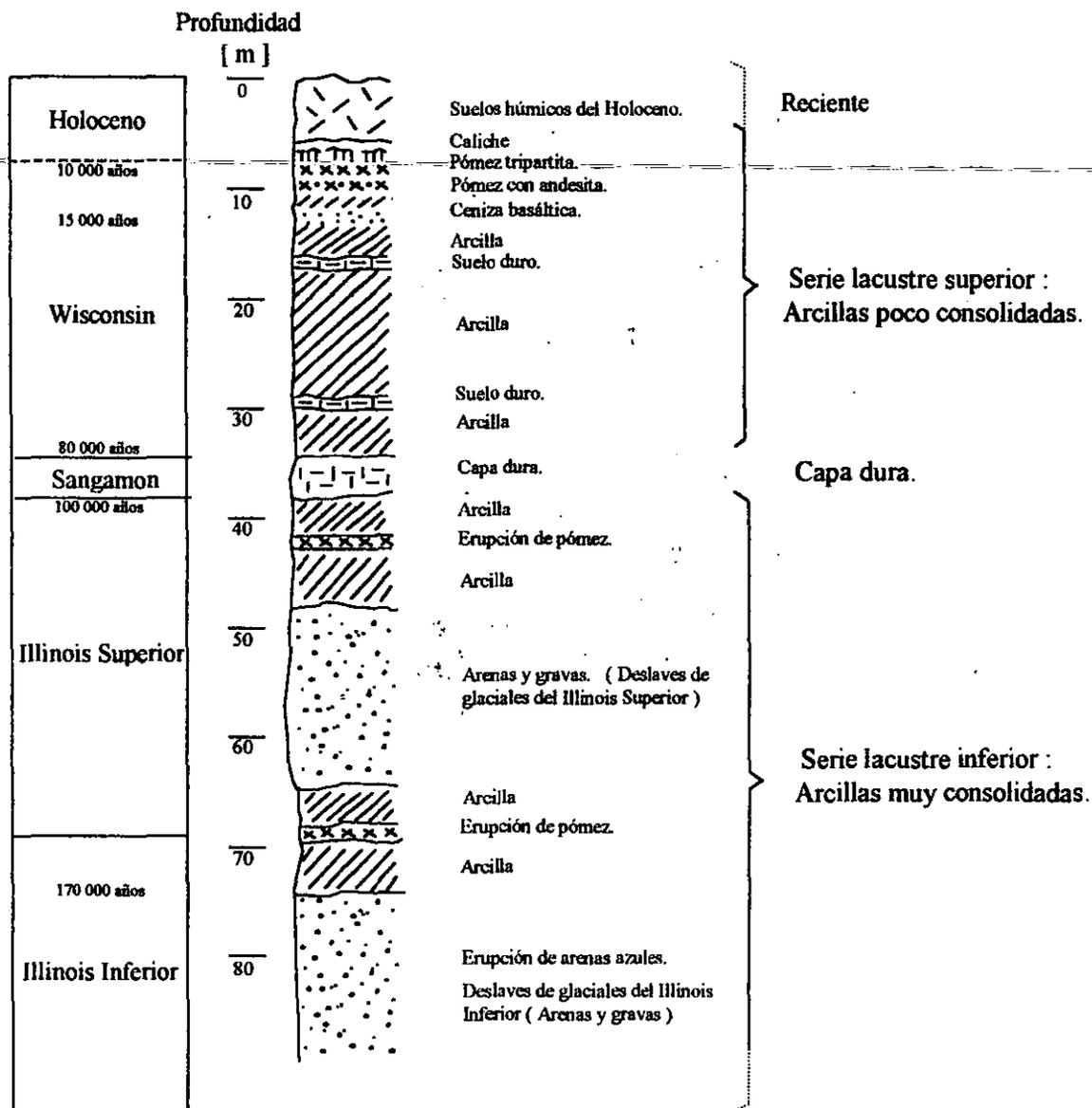


Figura II-6 Estratigrafía de la planicie lacustre de la Ciudad de México ( Mooser )

En conclusión se puede decir que el proceso de formación de los suelos lacustres, son la consecuencia del depósito y alteración físico-química de los materiales eólicos, aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; este proceso sufrió largas interrupciones durante los períodos de intensa sequía, en los que el nivel del agua bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas; eventualmente en los períodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

Con el proceso descrito se formó una secuencia de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos y arcillas arenosas, por costras secas y por arenas basálticas o pumíticas producto de erupciones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago, alcanzando su mayor espesor en las orillas del vaso y disminuyendo o aún desapareciendo hacia el centro de este; esto se puede observar en el lago de Texcoco; ya que esta región tuvo escasos períodos de sequía.

### *Evolución de las propiedades mecánicas.*

#### a) Consolidación natural.

El proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, excepto las costras duras que se consolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar y en su parte inferior formaron una zona ligeramente consolidada; considerando que la masa de suelo predominante era muy blanda y normalmente consolidada, la variación de la resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y seguramente muy similar en cualquier punto del lago.

El Lago de Texcoco prácticamente no sufrió etapas de sequía, y en este sitio el contenido salino del agua era más alto, por esta razón las arcillas resultaron más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.

#### b) Consolidación inducida.

El desarrollo urbano en la zona lacustre de la cuenca de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación debido a :

La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de viviendas y pirámides, y también para el desarrollo de zonas agrícolas.

La apertura de tajos y túneles para el drenaje de las aguas pluviales y negras, lo cual provocó el abatimiento del nivel freático y consecuentemente se incrementó el espesor de la costra superficial y la consolidación de la parte superior de la masa arcillosa.

La extracción de agua del subsuelo, la cual se ha incrementado con el paso del tiempo y ha causado la consolidación progresiva de las arcillas, desde los estratos inferiores hasta los superficiales.

La construcción de estructuras debidas al creciente desarrollo urbano.

c) Resistencia al corte.

Las etapas del proceso de consolidación implican la evolución de la resistencia al corte de los suelos, tal como se muestra en la siguiente figura.

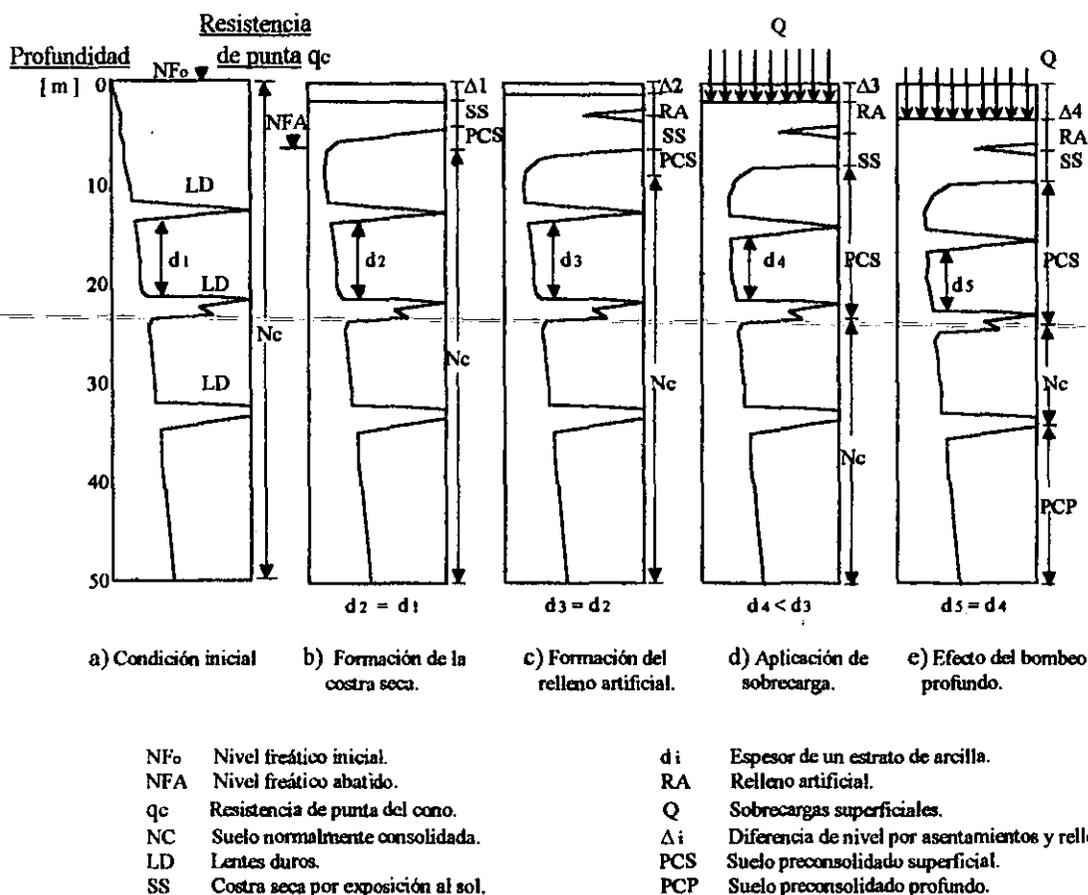


Figura II-7 Evolución de la resistencia al corte de los suelos de la zona del lago.

Características estratigráficas.

a) Costra superficial. (CS)

Este estrato está integrado por tres substratos que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo.

El primer substrato es un relleno artificial (RA) de restos de construcciones y rellenos arqueológicos cuyo espesor varía entre 1 y 7 m

El segundo substrato que compone la costra superficial es un suelo blando (SB) el cual está compuesto por depósitos aluviales blandos intercalados con lentes de material eólico.

Por último se encuentra una costra seca ( SS ), la cual se formó como consecuencia de un abatimiento del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.

**b) Serie arcillosa lacustre superior.**

El perfil estratigráfico entre la costra superficial y la llamada capa dura es muy uniforme, y se pueden identificar tres estratos principales acordes con su origen geológico y con los efectos de consolidación inducida por las sobrecargas superficiales y por el bombeo profundo, las cuáles son:

Las arcillas preconsolidadas superficiales ( PCS ). En este estrato las sobrecargas y los rellenos provocaron un proceso de consolidación que transformó a los suelos normalmente consolidados localizados debajo de la costra superficial en arcillas preconsolidadas.

Las arcillas normalmente consolidadas ( NC ). Se localizan por debajo de la profundidad hasta la que afectan las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo.

Las arcillas preconsolidadas profundas ( PCP ). El bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un proceso de consolidación más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.

Por otra parte, los estratos de arcilla tienen intercalados lentes duros ( LD ) que se pueden considerar como estratos secundarios, tal es el caso de los lentes de arena volcánica, los lentes de vidrio volcánico ( pómez ) y las costras de secado solar.

El espesor total de la serie arcillosa superior varía entre 25 y 50 m de acuerdo a las condiciones geológicas y topográficas del sitio en estudio.

**c) Capa dura.**

La capa dura es un depósito heterogéneo en el que predomina el material limo-arenoso con lentes de arcilla y ocasionalmente con gravas, tiene una cementación muy variable ( con carbonatos de calcio ), así como su espesor también varía, siendo casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos 5 m en las orillas de dicho lago.

Este estrato se desarrolló durante el interglacial de Sangamon, que se caracterizó por ser un período de sequía y calor.

La resistencia de esta capa es variable, así como su espesor, los cuales aumentan gradualmente del Oriente al Poniente.

**d) Serie arcillosa lacustre inferior.**

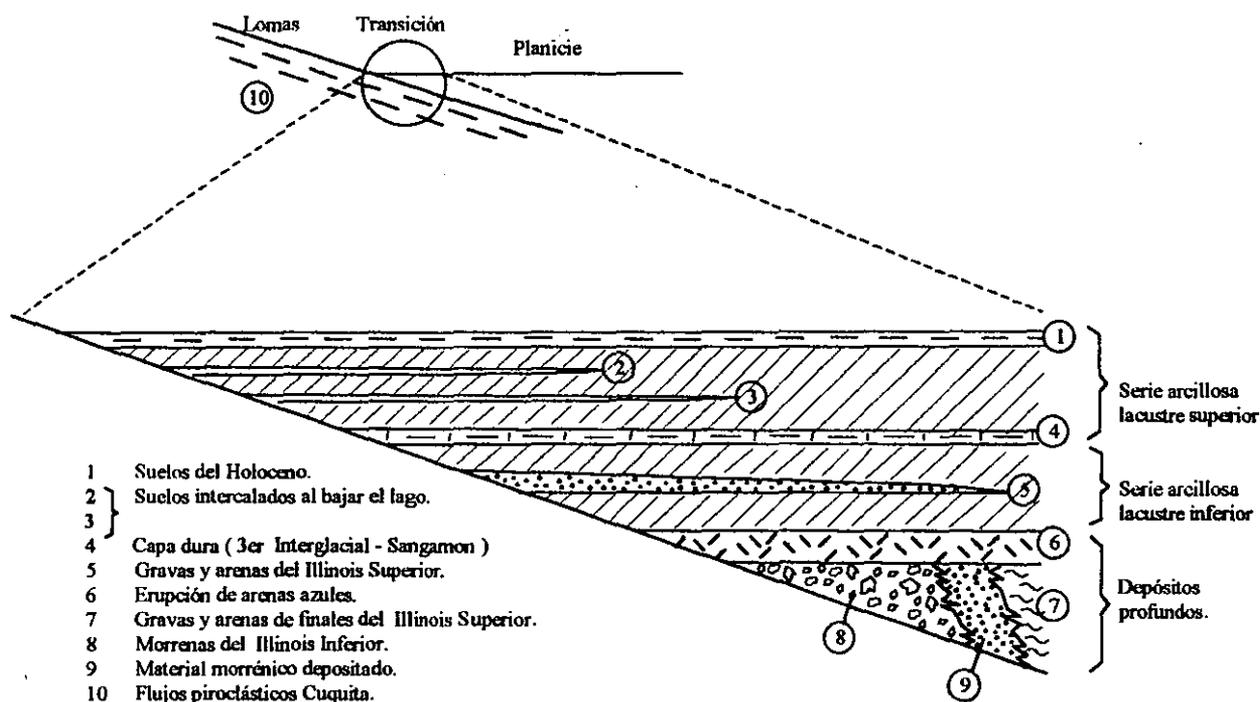
Esta secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en general es un arreglo semejante al de la serie arcillosa lacustre superior; el espesor de este estrato es de unos 15 m en el centro del lago y prácticamente desaparece en las orillas.

**e) Depósitos profundos.**

Se encuentra debajo de la serie arcillosa lacustre inferior, y están compuestos por arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio; la parte superior de estos depósitos están más endurecidos ( de 1 a 5 m ), mientras que en la parte inferior se encuentran estratos menos cementados y en ocasiones hasta arcillas preconsolidadas.

**b) Depósitos de transición.**

Este tipo de suelos se encuentran localizados en el quiebre morfológico entre las lomas y la planicie, por lo cual los depósitos lacustres del centro van cambiando a medida que se acercan a las lomas; en este sitio se intercalaron las arcillas lacustres con capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales, y en ciertos casos en la desembocadura de ríos y arroyos se acumularon importantes depósitos de gravas y boleos



*Figura II-8 Estratigrafía de la zona de transición.*

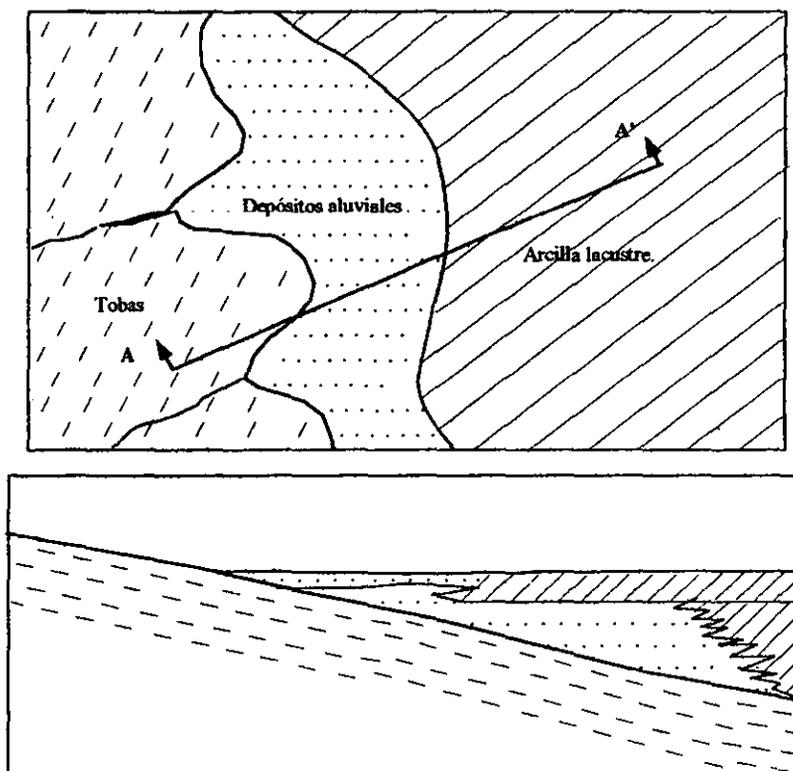
Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle de los aparatos volcánicos que sobresalen de la zona del lago. Estos materiales de origen aluvial se dividen de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago, y la frecuencia de los depósitos; así se han tipificado dos grandes grupos que son: la transición interestratificada y la transición abrupta.

Transición interestratificada del Poniente.

Esta condición se presenta en los suelos que se formaron al pie de las barrancas, donde se acumularon los acarreo fluviales que descendieron de las lomas a la planicie; estos depósitos se asemejan a los deltas, solamente que se extendieron hasta las arcillas del lago de Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río.

El ancho de la franja de estos depósitos varió con el clima de cada una de las épocas geológicas durante las que se formaron; cuando los glaciales en las barrancas de las lomas se derritieron, formaron potentes depósitos fluviales, por lo cual puede generalizarse que la zona de transición interestratificada es cambiante y ancha al pie de las lomas.

En esta zona se encuentran debajo de la capa dura depósitos caóticos glaciales, laháricos y fluviglaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las Barrancas de San Angel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo.



Corte A-A'

Figura II-9 Transición interestratificada ancha.

Otra zona de transición e interestratificada ancha se extiende del Valle de Chapultepec hacia el sur.

Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes, por lo cual se localizaran arriba de los depósitos lacustres, tal es el caso de la cubierta de suelos negros, orgánicos, arenosos y limo-arcillosos del Holoceno que se extienden desde el pie de las lomas sobre 2 o 3 km al Oriente formando las riveras del lago histórico de los toltecas y mexicas.



Figura II-10 Transición interestratificada angosta o transición progresiva.

Transición abrupta cercana a los cerros.

Esta condición se encuentra en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de él a manera de islotes, los depósitos fluviales al pie de los cerros prácticamente no existen, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca; la transición abrupta se encuentra en el Peñón de los baños, el Peñón del Marqués, el Cerro de la Estrella y el Cerro del Tepeyac.

La estratigrafía típica de estas zonas está integrada por la serie arcillosa lacustre, interrumpida por numerosos lentes duros de los materiales erosionados de los cerros vecinos.

En estas zonas de transición abrupta donde la consolidación de los suelos está muy avanzada, se desarrollan fisuras superficiales que llegan hasta 20 m o más de profundidad.

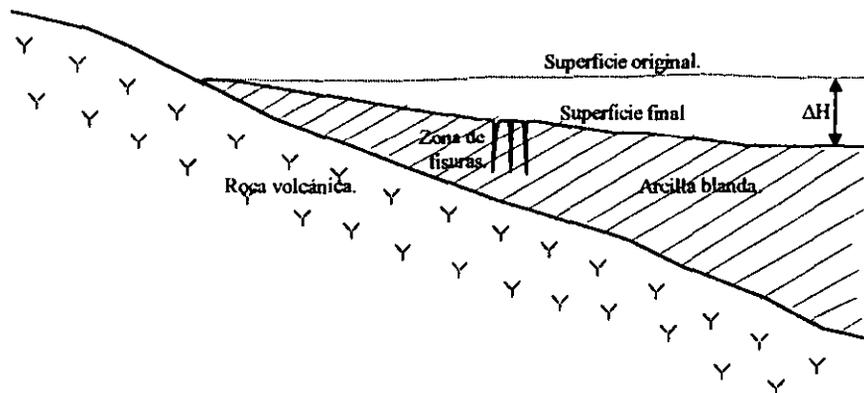


Figura II-11 Transición abrupta.

### ***c) Depósitos de las lomas.***

La Zona de las Lomas está formada por las serranías que limitan a la cuenca al Poniente y al Norte, además de los derrames del Xitle al SSW; en las serranías predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones, mientras que en el pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas y depósitos fluvioglaciales y glaciales más antiguos.

#### **Zona Poniente.**

##### **a) Sierra de las Cruces**

Se formó durante el Plioceno Superior, extendiendo su actividad hasta el Pleistoceno superior ( Sangamon ).

Esta sierra está compuesta por varios escudo-volcanes andesítico-dacíticos de estructura compleja, cada aparato está constituido por cumbres lávicas y extensos abanicos volcánicos. Estos abanicos volcánicos son el producto de la acumulación de materiales piroclásticos producidos durante los períodos de actividad explosiva, posteriormente estos fueron transportados por el agua, el aire, y el hielo.

Durante la formación de las lomas se observan las siguientes unidades litológicas.

Capas de erupciones pumíticas plinianas. Correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia.

Flujos piroclásticos ( nuées ). Representados por grandes volúmenes de grava, bloques y arena fina ( arenas azules, arenas rosas, Cuquita )

Lahares calientes. Correspondientes a corrientes impulsadas y lubricadas por gases y agua condensada; están asociadas a erupciones de flujos piroclásticos.

Lahares fríos. Son acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado por corriente lubricadas con el agua de lluvia.

Depósitos fluvioglaciales. Producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glacial.

Depósitos fluvioglaciales estratificados. Correlacionables con la formación clástica aluvial del relleno de la cuenca de México.

Suelos. Son el producto de la alteración de las distintas unidades litológicas, de cenizas, y acumulaciones de polvo eólico; son rojizos cuando el ambiente en el que se formaron está asociado a climas húmedos y calientes, y de color amarillo cuando corresponden a climas fríos.

##### **b) Pedregal del Xitle.**

El cerro del Xitle hace aproximadamente 200 años produjo una extensa colada de lavas basálticas que cubrieron las lomas al pie del Ajusco y avanzaron en sus frentes hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Angel. Las lavas descendieron sepultando dos valles antiguos: uno al Sur que se dirigía

anteriormente a las fuentes brotantes de Tlalpan, y otro mayor en el Norte que se extendía entre el cerro de Zacaltepetl y las lomas de Tarango; este último valle contaba con dos cabeceras, una en los flancos orientales del Cerro de la Palma y la otra en la Barranca de la Magdalena Contreras.

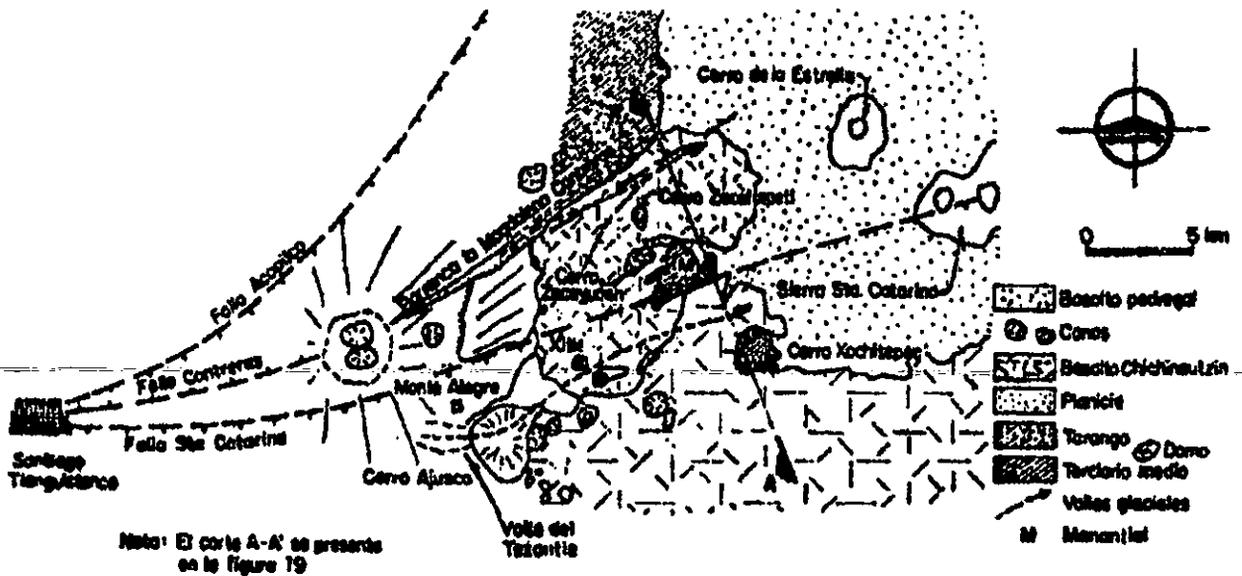


Figura II-12 Geología del pedregal del Xitle.

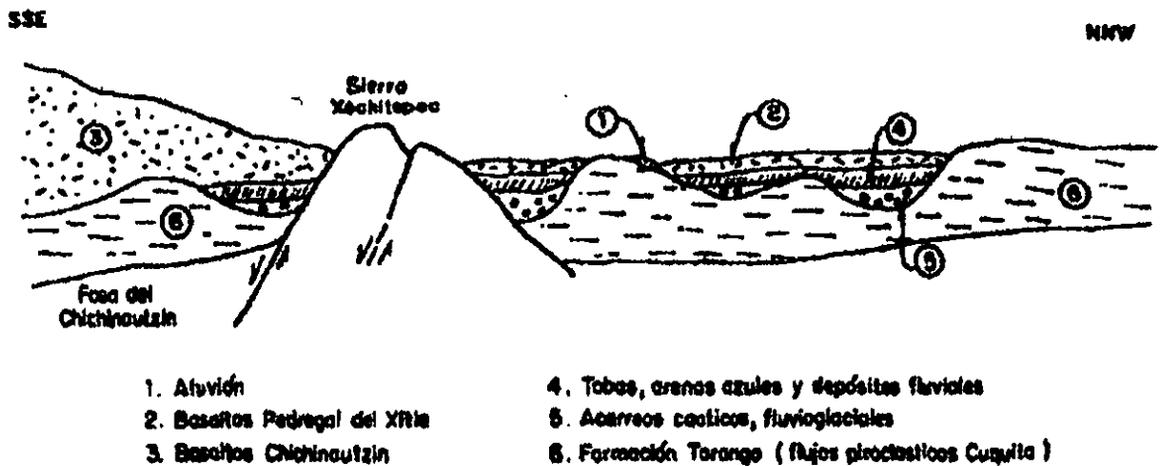


Figura II-13 Sección Chichinautzin-Lomas cortando el pedregal de San Angel.

A la zona cubierta por las lavas basálticas se le identifica en la actualidad como los pedregales de San Angel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.

Zona Norte.

Esta región corresponde a la Sierra de Guadalupe, y está constituida principalmente por rocas volcánicas dacíticas y andesíticas formando un conjunto de elevaciones dómicas que se extienden desde el Tepeyac en el SE de la sierra, hasta la zona de Barrientos en el NW. La parte central de la sierra se encuentra afectada por un graben que se extiende al NNE formando el Valle de Cuauhtepac; en el extremo Norte de dicho graben se encuentra el Cerro de las Tres Paredes, que corresponde a la parte más alta de la sierra de Guadalupe.

La Sierra de Guadalupe también cuenta con potentes depósitos de tobas amarillas que cubren a sus numerosas elevaciones en forma de abanicos aluviales; estas tobas consisten en estratos de vidrio pumítico fino a grueso, y son el producto de las erupciones violentas que formaron la Sierra de las Cruces durante el Plioceno superior y Pleistoceno.

Durante el Pleistoceno medio y superior, las oscilaciones climáticas produjeron periodos glaciales e interglaciales, que sometieron a la Sierra de Guadalupe a ciclos de erosión pluvial y eólica, formándose pequeños depósitos de aluviones y loess. Finalmente al azolverse la cuenca del Valle de México a consecuencia de la formación de la Sierra del Chichinautzin, la Sierra de Guadalupe fue rodeada por depósitos aluviales y lacustres en el Norte, Sur, y Este, por lo cual en la actualidad emerge esta sierra como una península.

**Tectónica**

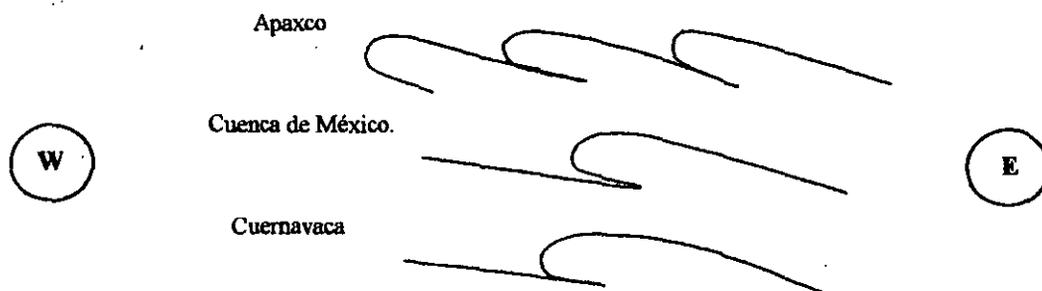
La formación de la cuenca se presentó en tres fases :

**a) Antigua.**

Los sedimentos marinos del Cretácico parecen obedecer a plegamientos laramídicos que forman frentes al Oeste.

En el Norte de la cuenca del Valle de México, al Este de Apaxco, durante el Cretácico inferior se formaron plegamientos con frentes dirigidos hacia el Oeste; por otra parte, las calizas localizadas al Sur de la cuenca del Valle de México, en el área de Cuernavaca, también revelan frentes plegados dirigidos hacia el Oeste.

De lo anterior se concluye que también debajo de la cuenca del Valle de México, los plegamientos están dirigidos hacia el Oeste.



*Figura II-14 Plegues laramídicos dirigidos al Poniente en calizas del Cretácico.*

**b) Intermedia**

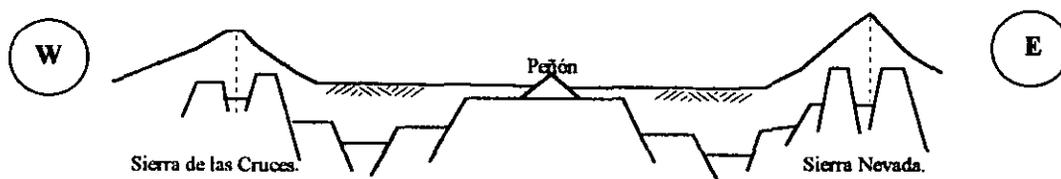
Entre 1000 y 2500 m de profundidad se encuentran secuencias volcánicas del Oligoceno, productos de una subducción en la trinchera antigua, frente a la costa Occidental de México. Estas vulcanitas se depositaron en grabenes dirigidos al NW



*Figura II-15 Fosas del Oligoceno dirigidas al NW.*

**c) Moderna**

La nueva subducción de la trinchera de Acapulco, activa desde fines del Mioceno hasta la actualidad, ha reactivado e intensificado el antiguo fracturamiento del Oligoceno en el Oriente y Poniente de la cuenca, creando así la Sierra Nevada y la Sierra de las Cruces.



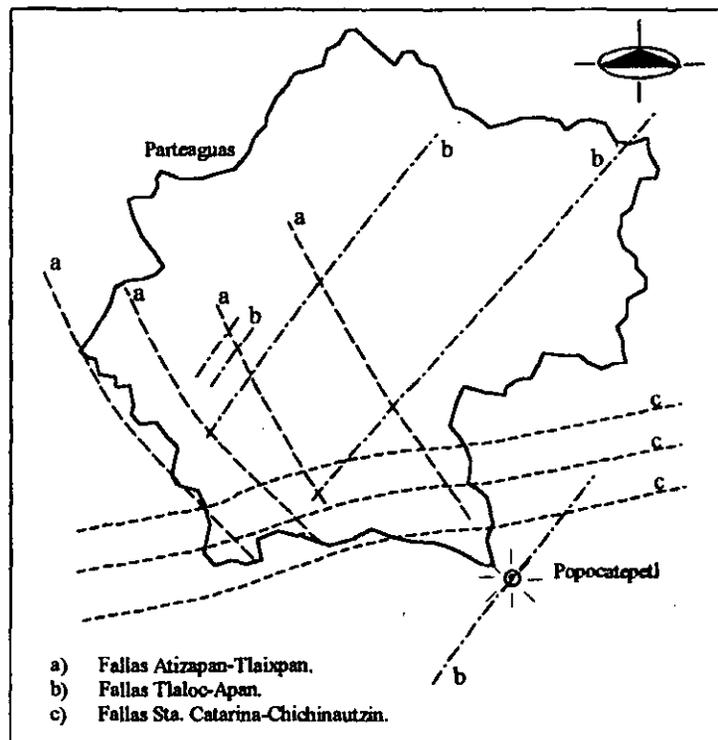
*Figura II-16 Fosas del Plio-Pleistoceno dirigidas al NW.*

También debido a la nueva subducción se debe la reactivación o creación de fracturas tectónicas dirigidas al NW ( Sistema Tlaloc-Apan ), y al ENE ( Sistema Santa Catarina ).

La tectónica del área urbana y su extensión a las lomas del Poniente se presenta en la siguiente figura.

Se pueden apreciar las tres direcciones principales de las fracturas y fallas, que se encuentran dirigidas al NW, NE y ENE. Los elementos geológicos más antiguos en general se dirigen al NW, y los más jóvenes al ENE.

Asumiendo que debajo de la cuenca de México existe una debilidad cortical antigua dirigida a grosso modo en dirección W-E, y ejerciendo sobre ella compresiones, tensiones y cizalleos, estos últimos de manera interrumpida y pulsante, una vez a la izquierda y otra a la derecha, es posible generar hundimientos en bloques escalonados al NW, NE y ENE.



*Figura II-17 Los tres principales fracturamientos típicos de la cuenca y la faja volcánica transmexicana (FVTM)*

También se registran fallas en dirección WE en la barranca de Santa Fé, que afectan los suelos rojos de Cuajimalpa ( con una edad promedio de 100 000 años ) que han producido desplazamientos de 20 m desde el interglacial de Yarmouth, con lo cual se puede afirmar que estos estratos tiene una velocidad relativa de 0.05 mm / año. Estas fallas se han identificado como fallas lístricas, es decir, están relacionadas con las emisiones de lava del Chichinautzin.



*Figura II-18 Fallas lístricas.*

**Zonificación geotécnica del Valle de México.**

La zonificación del área urbana de la cuenca del Valle de México se basa en las propiedades de resistencia y compresibilidad de los suelos que la forman. ( depósitos lacustres, aluviales y volcánicos ), en la siguiente figura se ilustran las tres zonas características en las que se divide el Valle de México, y que aparecen en el reglamento de construcciones para el Distrito Federal.

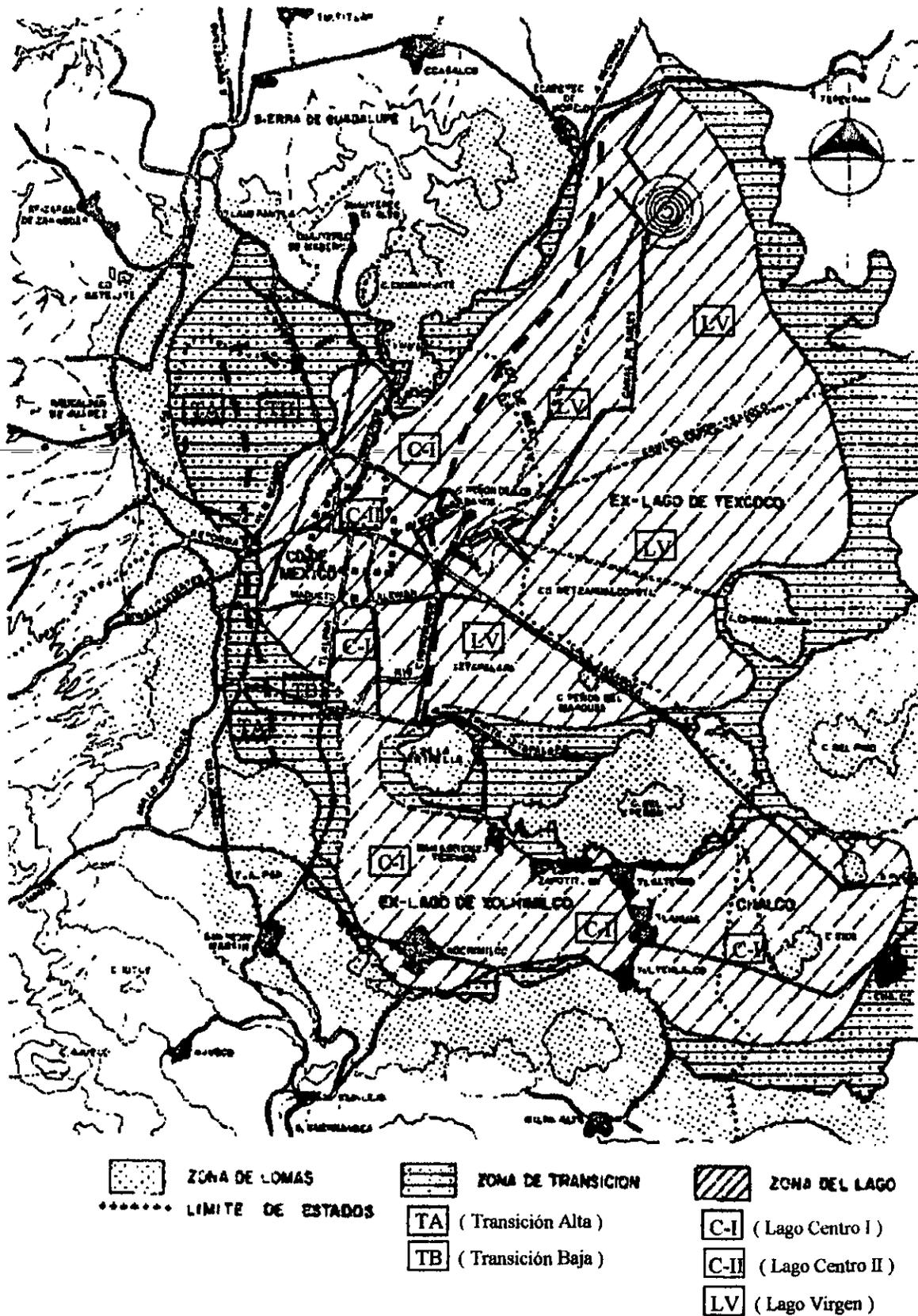


Figura II-19 Zonificación geotécnica del Valle de México.

Este mapa sirve para plantear en forma preliminar futuros problemas relacionados con las siguientes etapas de un proyecto geotécnico:

Realización un análisis preliminar de las condiciones de estabilidad y comportamiento de las estructuras durante su construcción y su funcionamiento.

Planteamiento e identificación de los sitios donde eventualmente puedan presentarse condiciones estratigráficas complejas.

Establecimiento de técnicas de exploración y muestreo más adecuadas en cada uno de los sitios previamente elegidos.

Por otro lado, las zonas específicas que se muestran en dicho mapa geotécnico son: la Zona del Lago, la Zona de Transición y la Zona de Lomas, las cuales se explicaran a continuación.

**a) Zona del Lago.**

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial.

La zona del lago se divide en tres subzonas de acuerdo a dos factores:

1. La consolidación inducida en cada sitio.
2. El espesor y propiedades de la costra superficial.

Estas subzonas son:

**a) Lago virgen.**

Este sitio corresponde al sector Oriente del lago, en donde prácticamente se han conservado las propiedades mecánicas de los suelos desde su formación, pero recientemente en esta zona de la ciudad se han incrementando las sobrecargas superficiales y el bombeo profundo.

La estratigrafía típica del lago virgen y las propiedades de cada uno de los estratos que la componen se ilustran a continuación.

*Tabla II-2 Estratigrafía y propiedades de los estratos de la subzona del lago virgen.*

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

\* En orden de aparición a partir de la superficie.

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

El sondeo con cono eléctrico que se presenta a continuación muestra la estratigrafía de esta subzona del lago hasta la capa dura.

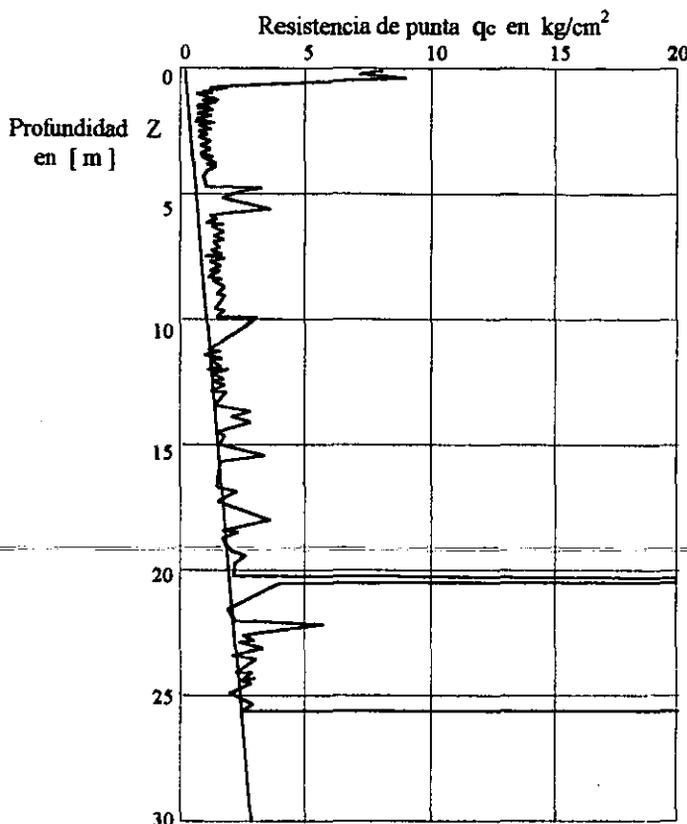


Figura II-20 Sondeo con cono eléctrico en la subzona del lago virgen.

b) Lago centro I.

Esta zona está asociada al sector no colonial de la ciudad, la cual se ha desarrollado a partir de principios de este siglo y ha estado sujeta a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas.

Por otro lado, las propiedades mecánicas del subsuelo representan una condición media de alteración con respecto a la subzona del lago virgen y la del lago centro II.

La estratigrafía y propiedades mecánicas de esta subzona se ilustran a continuación.

Tabla II-3 Estratigrafía y propiedades de los estratos de la subzona del lago centro I.

Estrato*	Espesor en m	$\gamma$ en $t/m^3$	C en $ton/m^2$	$\phi$ en grados
Costra superficial.	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa superior.	20 a 30	1.2	1 a 2	-
Capa dura.**	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior.	8 a 10	1.3 a 1.35	5 a 8	-

\* En orden de aparición a partir de la superficie.

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

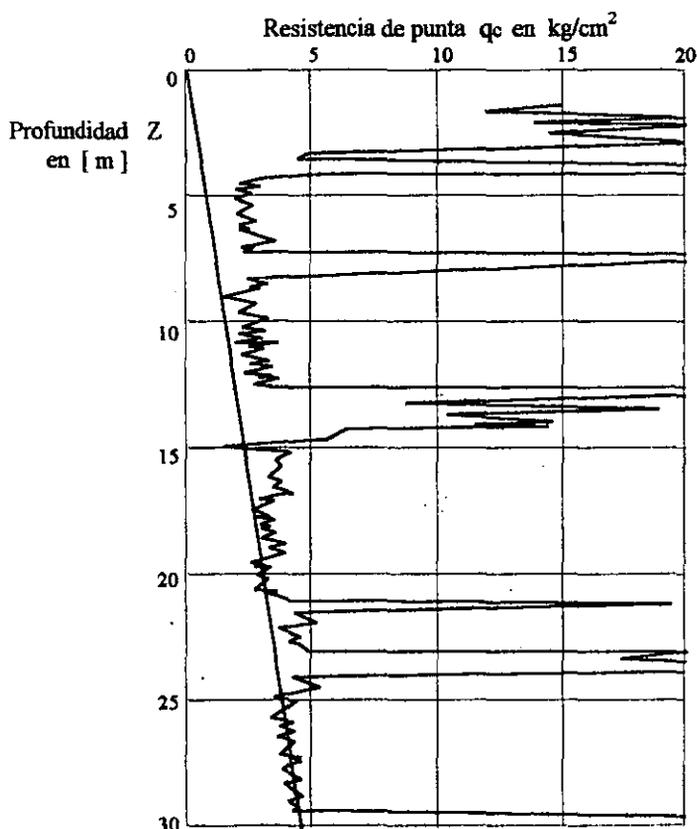


Figura II-21 Sondeo con cono eléctrico en la subzona del lago centro I.

c) Lago centro II.

Esta subzona corresponde con la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable, por lo cual se han presentado las siguientes condiciones extremas:

- a) Arcillas preconsolidadas por efecto de rellenos y grandes construcciones aztecas y coloniales.
- b) Arcillas blandas, asociadas a lugares donde se han localizado plazas y jardines durante largos períodos de tiempo.
- c) Arcillas muy blandas, localizadas en los cruces de antiguos canales.

También esta zona se ve afectada por el intenso bombeo, necesario para suministrar de agua a la ciudad, con lo cual se incrementa la resistencia de los estratos de arcilla por efecto de la consolidación inducida, tal como se puede apreciar en el siguiente sondeo con cono eléctrico efectuado en esta zona.

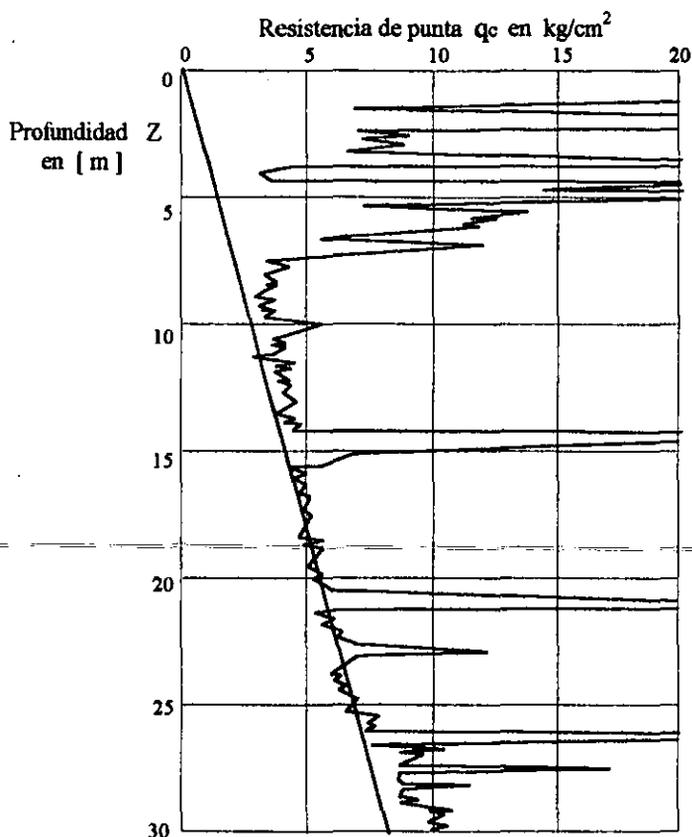


Figura II-22 Sondeo con cono eléctrico en la subzona del lago centro II

La estratigrafía y las características de esta subzona del lago se presentan en la siguiente tabla.

Tabla II-4 Estratigrafía y propiedades de los estratos de la subzona del lago centro II.

Estrato*	Espesor en m	$\gamma$ en $t/m^3$	C en $ton/m^2$	$\phi$ en grados
Costra superficial.	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillosa superior.	20 a 25	1.3	3	-
Capa dura.**	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior.	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	-

\* En orden de aparición a partir de la superficie.

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

**b) Zona de Transición.**

Transición interestratificada del Poniente.

Se localiza en una franja comprendida entre las zonas del lago y las lomas, en la cual se encuentran depositados estratos de arcillosos de ambiente lacustre intercalados con suelos gruesos de origen aluvial.

La frontera entre las zonas del lago y transición se definió como aquella en la cual desaparece la serie arcillosa inferior, la cual corresponde aproximadamente con la curva de nivel donde la capa dura está a 20 m de profundidad con respecto al nivel medio de la planicie.

La transición interestratificada del Poniente se divide a su vez en dos subzonas, en función de la cercanía a las lomas y del espesor de los suelos relativamente blandos.

**a) Transición alta.**

Esta subzona de transición se encuentra alojada más cerca de las lomas, y presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales intercalados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a las antiguas barrancas, y debajo de estos depósitos aluviales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de las lomas.

La estratigrafía y propiedades mecánicas de esta subzona se muestra a continuación.

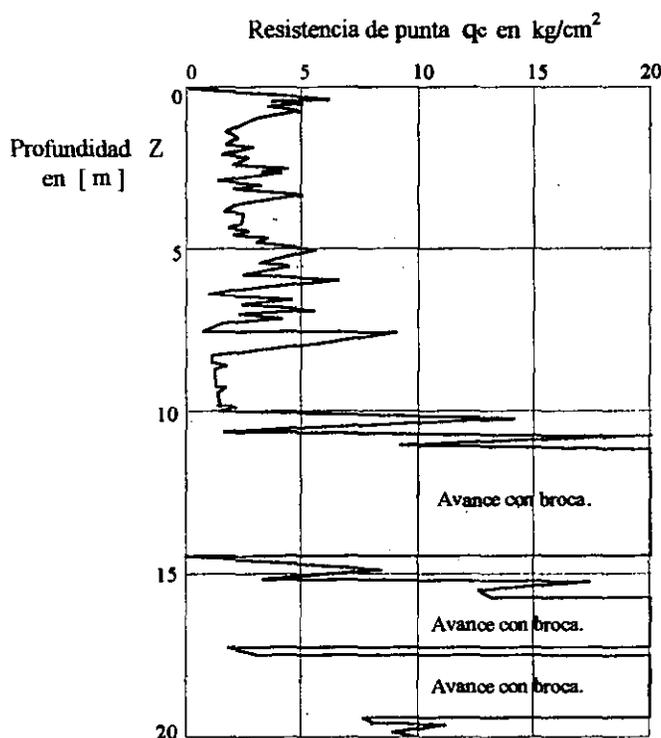


Figura II-23 Sondeo con cono eléctrico en la subzona de transición alta.

Tabla II-5 Estratigrafía y propiedades de los estratos de la subzona de transición alta.

Estrato	Espesor en m	$\gamma$ en $t/m^3$	C en $ton/m^2$	$\phi$ en grados
Costra superficial.	8 a 10	1.6	10	20
Suelos blandos.	4 a 6	1.3	5	0

Un corte más detallado del suelo típico de esta subzona donde, donde se pueden apreciar con mayor detalle cada uno de los estratos se presenta a continuación.

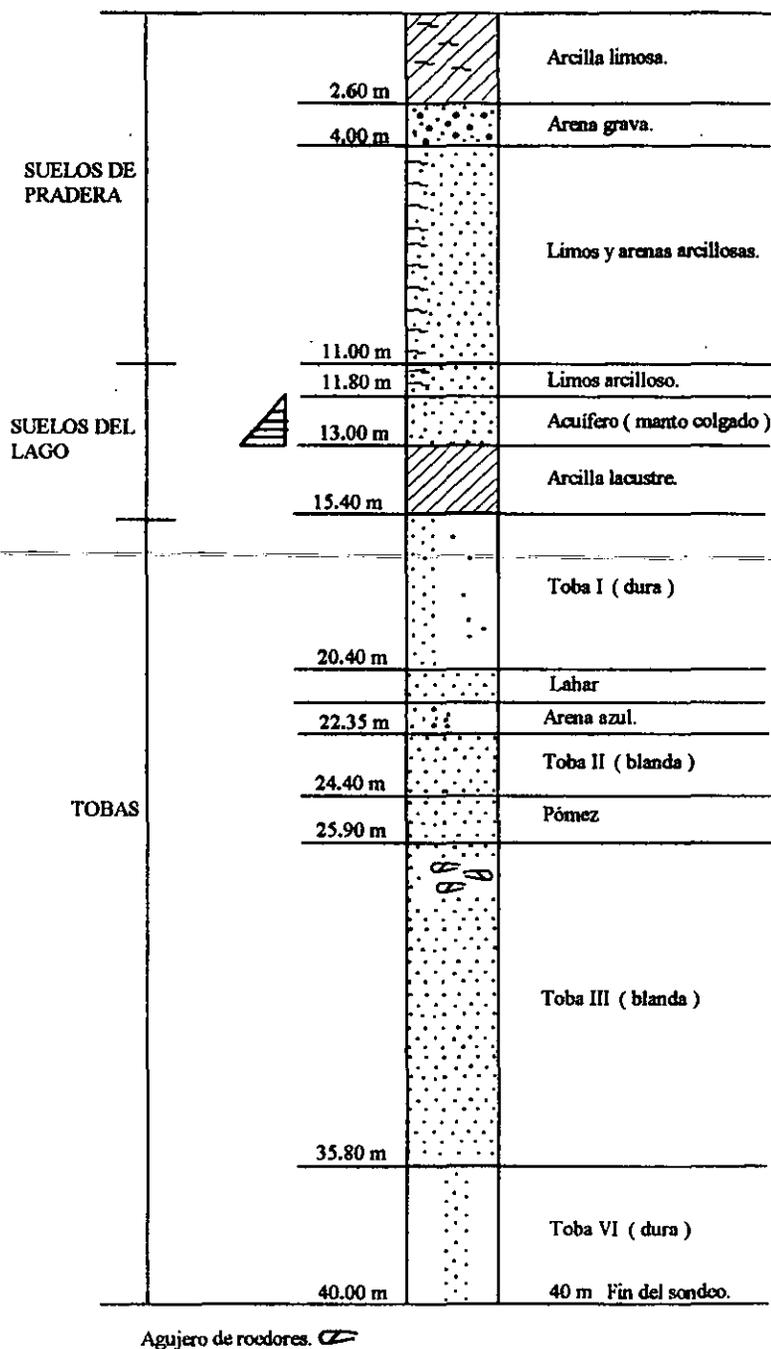


Figura II-24 Estratigrafía típica en la zona de transición alta.

**b) Transición baja.**

Corresponde a la transición vecina a la zona del lago; en esta subzona se encuentra la serie arcillosa superior intercalada con estratos limo-arenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratigrafía compleja, donde los espesores y

propiedades de los materiales pueden tener variaciones considerables de acuerdo a su ubicación con respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.

En términos generales se puede decir que las características estratigráficas de la parte superior de la subzona de transición baja son similares a las de las subzonas del lago centro I o centro II, esto es : la costra superficial está formada por depósitos aluviales con capacidad de carga no uniforme, los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de 20 m , además existe una interstratificación de arcillas y suelos limo-arenosos, y se presentan mantos colgados.

Los resultados típicos obtenidos con sondeos con cono eléctrico son los siguientes.

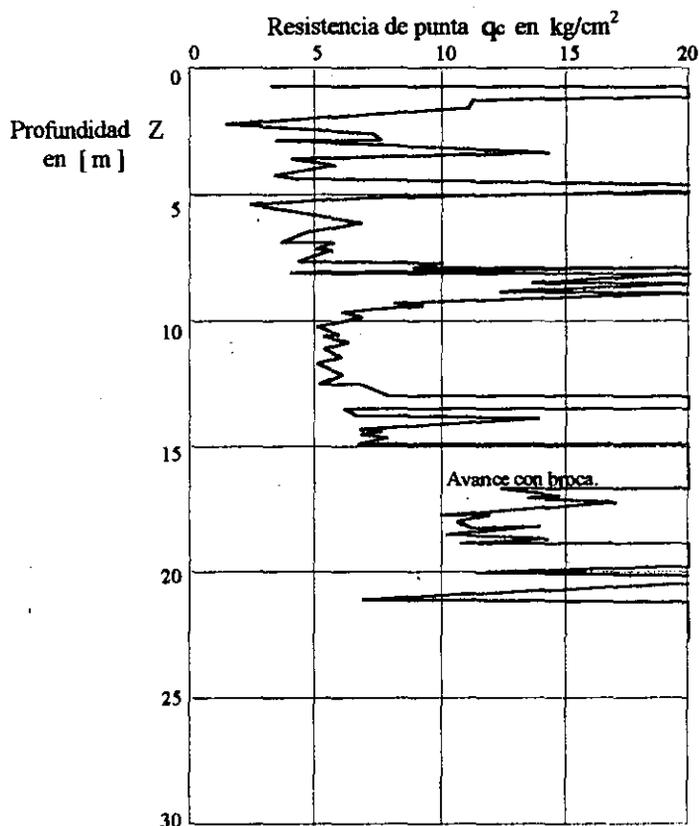


Figura II-25 Sondeo con cono eléctrico en la subzona de transición baja.

Transición abrupta a los cerros.

Se encuentra ubicada entre las zonas de lago y los cerros aislados; en estos sitios se encuentran intercaladas las arcillas lacustres con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado.

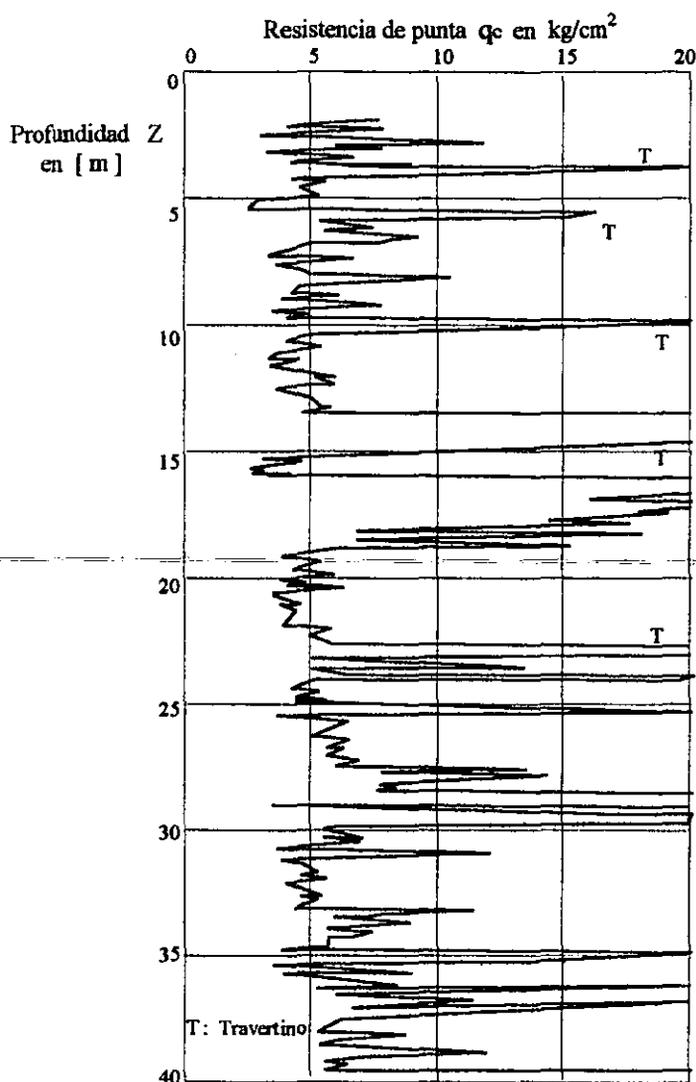


Figura II-26 Sondeo con cono eléctrico cercano al Peñón de los Baños.

**c) Zona de las lomas.**

Durante la formación de las lomas se pueden observar en la actualidad los siguientes elementos litológicos, producto de las erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la Sierra de las Cruces :

Horizontes de cenizas volcánicas.

Capas de erupciones pumíticas.

Lahares.

Avalanchas ardientes.

Depósitos glaciales.

Depósitos fluvioglaciales.

Depósitos fluviales.

Suelos.

---

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

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compacidad y cementación, las cuales determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona; por este motivo se pueden desarrollar mecanismos de falla con excepción de los cortes efectuados en los lahares compactos.

### Tobas y lahares fracturados.

Estos materiales pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que generen bloques potencialmente inestables; estos bloques pueden activarse mediante la acción de un sismo o por efecto de la alteración de las superficies de fracturamiento como consecuencia de un humedecimiento producto de la infiltración de escurrimientos no controlados.

Un aspecto muy importante con respecto a las tobas, es que estas pueden endurecerse al estar expuestas al medio ambiente, mientras que otras son fácilmente degradables y erosionables.

### Depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules.

Estos suelos están en estado semicompacto y se mantienen en taludes verticales debido principalmente a la cohesión aparente proporcionada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua, por esta razón, el humedecimiento o secado de este tipo de materiales puede provocar la falla de los cortes.

### Lahares poco compactos y depósitos glaciales y fluvioglaciales.

Estos depósitos presentan una compacidad y cementación muy errática, por lo cual el agua y el viento ocasionan una erosión progresiva en este tipo de suelos; los taludes en este tipo de materiales son inestables hasta que alcancen el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

Por lo antes mencionado, se puede concluir que los principales agentes que activan la erosión son el agua y el viento, por lo cual se deben proteger estos materiales contra el interperismo prolongado.

### Basaltos.

Estos materiales fueron generados por el Xitle, y están formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas eventualmente rellenas de escoria. La estabilidad de las excavaciones debe analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de la resistencia intrínseca de la roca; en el caso de las cavernas grandes se debe estudiar la estabilidad de los techos.

En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado de la perforación controlada con martillos neumáticos en un mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.

Los accidentes que se pueden observar en las coladas de basalto son principalmente :

- Fracturas que pueden formar bloques independientes y desarrollar un mecanismo de falla.

- Burbujas grandes ( cavidades ) o pequeñas ( zonas porosas débiles ).
- Vacíos entre coladas, las cuales generalmente son cavidades lenticulares, es decir, su desarrollo puede ocupar una zona amplia en planta, mientras que el espacio vacío vertical que queda entre dos coladas puede ser de apenas unos centímetros. Este mismo fenómeno se ha observado entre la primera colada y el terreno original.

Adicionalmente se han encontrado en los derrames del Xitle, cavidades en forma de túneles que se prolongan varias centenas de metros y que están alojados a lo largo de cauces anteriores a la colada; este fenómeno se produce cuando la superficie y las fronteras se enfrían y la parte central sigue fluyendo, generando una cavidad de este tipo.

La exploración de estos depósitos puede hacerse eficientemente con martillos neumáticos evaluando cuidadosamente la velocidad de avance de la broca, la intensidad del ruido que produce y los caídos que ocurren en la tubería de perforación. Con base en esta información se pueden clasificar los depósitos de subsuelo y estimar su estado general para las aplicaciones de Ingeniería Civil, tal como se ilustra a continuación.

Prof. m	Tiempo para avanzar 20 cm			Ruido			Color	Clasificación
	50	100	150	S	M	I		
1							Café	Relleno
2							Gris rojizo.	Material brechoide.
3							Café	
4							Gris rojizo.	Basalto fracturado.
5								
6								Basalto
7							Gris	Basalto fracturado.
8								Basalto muy fracturado.
9								Caverna
10							Sin polvo	Basalto fracturado.

S Suave  
M Medio  
I Intenso

Figura II-27 Sondeo a percusión con perforadora neumática.

La estratigrafía típica del subsuelo en la Zona de Lonas se presenta en la siguiente figura; se puede apreciar con detalle en este corte los estratos que conforman a este sitio, que en general han presentado un comportamiento dinámico adecuado durante los eventos sísmicos, causando daños de poca importancia a las edificaciones que están cimentadas en este lugar.

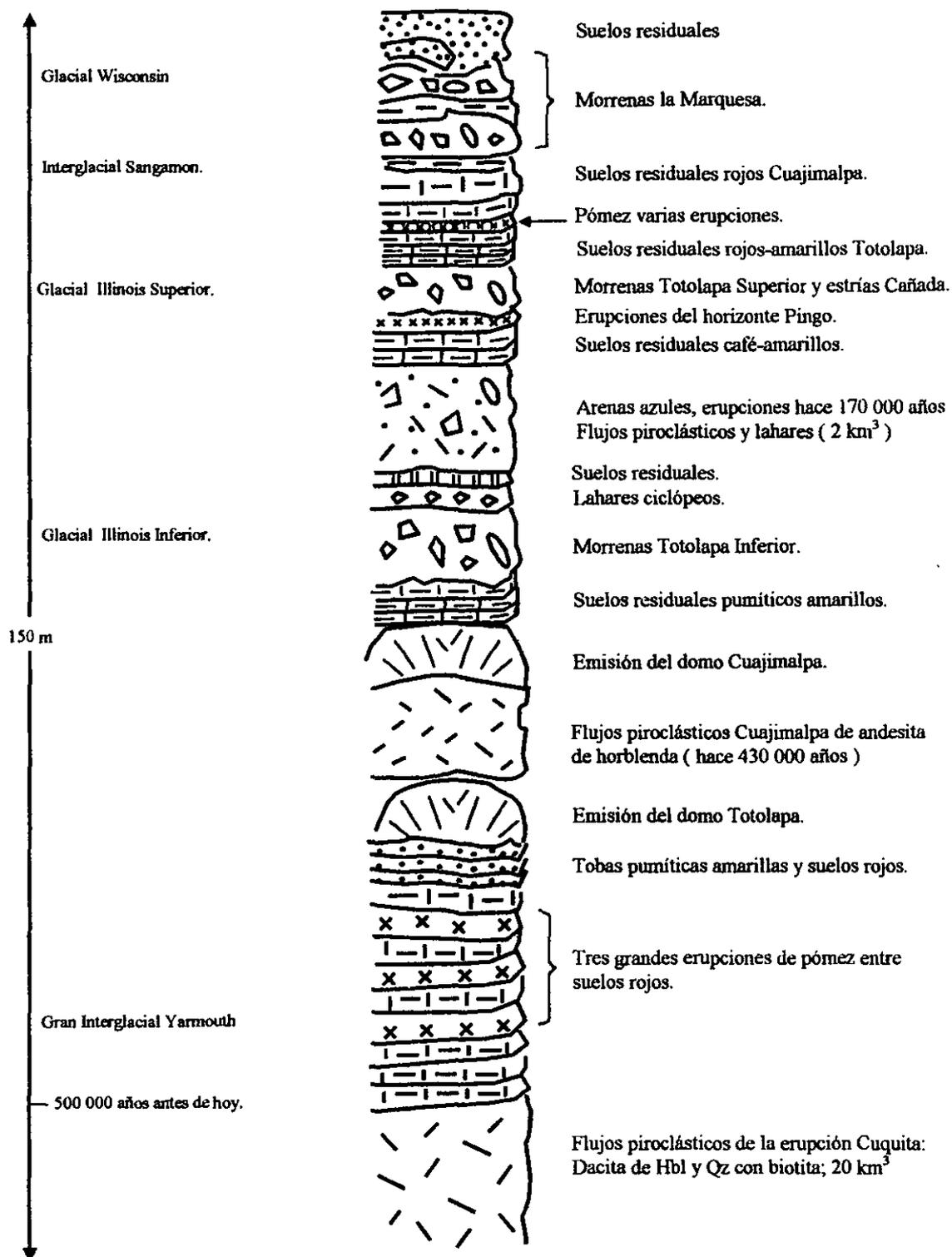


Figura II-28 Estratigrafía de la zona de lomas.

## **Capítulo III**

### **Estudios geofísicos en el Valle de México.**

- *Introducción.*
- *Sondeos Eléctricos Verticales (SEV)*
- *Método sísmico de refracción.*
- *Estudios de Cross -Hole.*
- *Estudios de vibraciones.*
- *Integración de los estudios geofísicos.*
- *Comentarios y conclusiones.*

---

## Capítulo III Estudios geofísicos en el Valle de México.

### *Introducción.*

Al igual que en 1957 y 1979 los macrosismos de 1985 evidenciaron lo frágil y problemático que es el subsuelo de la Ciudad de México, en donde actualmente se encuentra una de las más grandes y más densamente pobladas ciudades en el mundo, la cual nunca estará a salvo de los embates de los temblores; aprender a vivir con ellos y edificar en forma segura es la única alternativa viable para ese gran problema, haciéndose cada vez más urgente conocer las características dinámicas de los materiales que componen el subsuelo, así como las estructuras geológicas que intervienen.

Por este motivo, la Comisión Federal de Electricidad consiente de la importancia que representa incrementar la seguridad de la metrópoli, colaboró con el Comité de Reconstrucción creado por orden presidencial a partir de los eventos sísmicos del 19 y 20 de Septiembre de 1985, poniendo a su disposición la infraestructura técnica y humana para realizar la exploración geofísica del Valle de México; de esta manera fue posible caracterizar en forma aproximada los materiales y rocas comprendidos en los primeros 500 m de profundidad.

Esta labor abarcó desde la recopilación de la información previa y el levantamiento de campo, hasta la correlación de las interpretaciones y su aplicación geológica y geotécnica, para lo cual se utilizaron los métodos geofísicos del sondeo eléctrico vertical y refracción sísmica para los primeros 500 m de profundidad sobre los principales caminos, avenidas y ejes viales, y los métodos de Croos-Hole y el análisis de vibraciones en la demolición de edificios, para determinar parámetros dinámicos de los depósitos lacustres en los primeros 50 m de espesor en puntos específicos de la urbe.

### *Sondeos Eléctricos Verticales (SEV)*

Los métodos geofísicos se utilizan para determinar de manera indirecta las capas más importantes del subsuelo, y conocer algunas de sus características físicas y geológicas.

Los sondeos eléctricos verticales son una buena técnica de exploración geofísica. Este método consiste en introducir una corriente eléctrica al subsuelo a través de dos electrodos conectados a un circuito transmisor, para lo cual es necesario clavar los electrodos en la superficie y asegurarse de que exista un acoplamiento con el terreno, de tal forma que la resistencia de contacto sea mínima; el campo eléctrico así establecido genera superficies equipotenciales perpendiculares al flujo de corriente las cuales son distorsionadas por la presencia de estratos o capas, por lo cual se producen diferencias de potencial que pueden monitorearse en la superficie a través de dos electrodos de potencial y un voltímetro receptor.

Para cierto grupo de arreglos geométricos de SEV las mediciones entre electrodos de corriente (exteriores) y de electrodos de potencial (interiores) se realizan manteniendo los cuatro electrodos en puntos colineales y simétricos a un punto central o línea de atribución, cuando la distancia entre los electrodos de corriente ( AB ) es al menos cinco veces mayor que la distancia entre los electrodos de potencial ( MN ), al arreglo se le denomina Schlumberger y presenta las siguientes ventajas: rapidez en el trabajo de campo, poca distorsión por efectos laterales indeseables, estabilidad en las lecturas de corriente y voltaje, y facilidad para llegar a un modelo estratificado.

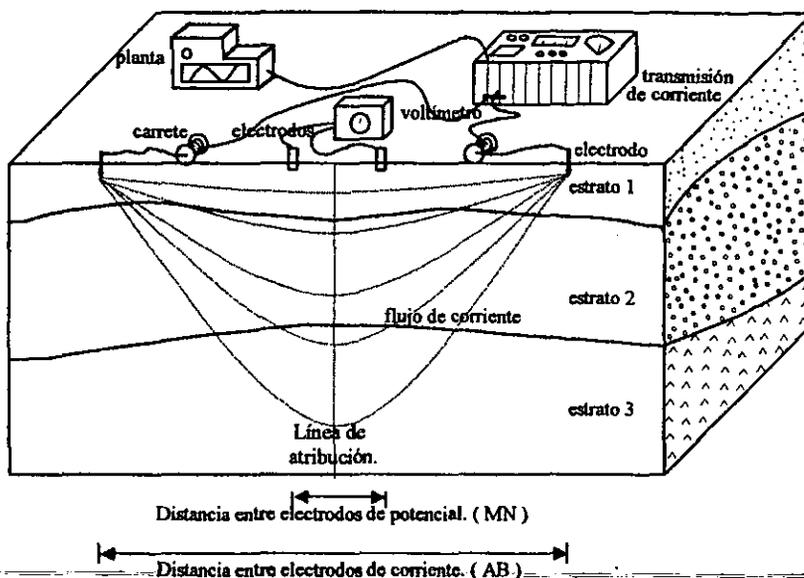


Figura III-1 Método de sondeo geoelectrico.

En cada posición electródica se determina el valor de la resistividad aparente ( recíproco de la conductividad ) por medio de la siguiente ecuación:

$$\rho_a = k V / I$$

- $\rho_a$  Resistividad aparente en ohm.m
- k Constante geométrica del arreglo en m
- V Diferencia de potencial en volts
- I Intensidad de corriente en amperes

En el campo los datos de resistividad aparente se grafican contra la semidistancia entre electrodos de corriente (  $AB / 2$  ) en ejes logarítmicos a fin de detectar oportunamente cualquier error de medición.

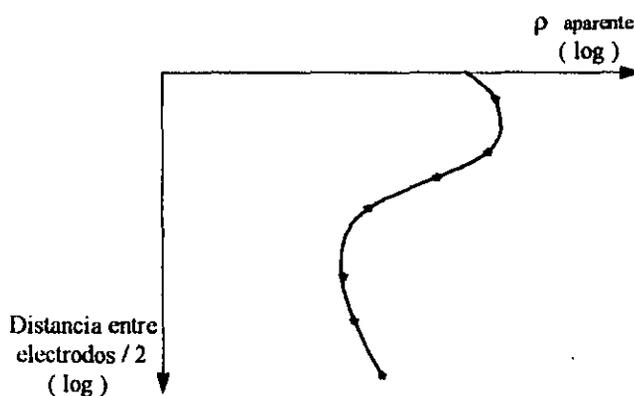


Figura III-2 Curva de resistividad aparente.

El tratamiento que se hace a la curva de resistividad aparente a través de procesos gráficos y/o matemáticos automatizados, conduce a determinar el número de capas y los espesores de un modelo estratificado del subsuelo, así como los valores de resistividad, la cual depende de algunas de sus características físicas como: arcillosidad, alteración, saturación y salinidad del agua.

Para cumplir con los objetivos encomendados se programó la exploración de una área de aproximadamente 900 km<sup>2</sup> que comprende parte del lago de Texcoco, las zonas de los antiguos lagos de Chalco y Xochimilco, la zona urbana de ciudad Netzahualcóyotl y gran parte de la ciudad de México ( Las delegaciones de Iztapalapa, Coyoacán, Ixtacalco, Benito Juárez, Cuauhtémoc, Venustiano Carranza, Tlalpan, Alvaro Obregón, Gustavo A. Madero y Azcapozalco )

Con la integración de esta información, se procesaron e interpretaron los 365 SEV realizados durante los 6 meses que duró el trabajo geoelectrónico de campo, que comprendieron un total de 26 líneas de investigación, abarcando una longitud total de 400 km.

De todos los SEV efectuados, el 85% alcanzaron aberturas interelectrónicas ( AB ) de 2000m, necesarias para alcanzar profundidades de exploración de 500 m , y tan solo menos del 5% de ellos tuvieron que repetirse por ruido excesivo en los potenciales.

Analizando esta información y correlacionando los espesores de las capas de suelo y su resistividad con los materiales existentes en el Valle de México y aprovechando los afloramientos que alcanzaron en su cierre algunas líneas, los cortes geológicos de más de un centenar de pozos de la Comisión de Aguas del Valle de México y la información geológica y geotécnica proporcionada por el COVITUR de varios pozos de exploración y tramos de túnel en algunas de las líneas del Sistema de Transporte Colectivo ( Metro ), se encontró que los depósitos lacustres más recientes presentan una resistividad baja ( debido a su alto contenido arcilloso ) que varía entre 0.2 y 15 ohm.m , la formación Tarango constituida por rocas piroclásticas y diversos materiales de origen aluvial y volcánico muestran una resistividad intermedia con un rango entre 12 a 40 ohm.m , y por último los derrames de lava endurecidos y algunas rocas piroclásticas tienen una resistividad alta comprendida entre 30 a 3000 ohm.m

Tomando en cuenta dicha correlación y la ubicación de las tres zonas geotécnicas que comprende el Valle de México, ha sido posible elaborar la siguiente tabla en la que se ilustran los valores de la resistividad en función de cada uno de los materiales que comprenden cada zona, de acuerdo a la zonificación establecida por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1987.

*Tabla III-1 Niveles de resistividad eléctrica de los suelos del Valle de México.*

<i>Zona</i>	<i>Material</i>	<i>Resistividad en ohm.m</i>
Lago ( III )	Depósitos recientes de origen lacustre con alto contenido de sales.	0.2 a 1.0
	Depósitos lacustres recientes de alta compresibilidad.	1 a 5
	Depósitos lacustres antiguos y/o depósitos aluviales.	4 a 15
Transición ( II )	Capas o lentes de arena y/o depósitos tobáceos pobremente compactados.	12 a 28
	Depósitos tobáceos compactos.	25 a 40
Lomas ( I )	Brechas basálticas y/o materiales piroclásticos.	30 a 60
	Basaltos fracturados.	45 a 100
	Roca firme.	100 a 3000

Además se pudo comprobar que existe una fuerte correspondencia entre el relieve topográfico, la resistividad de los materiales y los planos de zonificación geotécnica de la Ciudad de México, ya que los materiales de menor resistencia mecánica que corresponden a la zona del lago, son a la vez los que tienen una menor resistividad ( por su contenido arcilloso ) y a su vez la menor elevación topográfica.

Los materiales de resistencia intermedia característicos de la zona de transición, tienen valores de resistividad intermedia ( por su predominante contenido arenoso ) y se localizan a elevaciones intermedias.

Y por último, los materiales rocosos altamente resistentes correspondientes a la zona de lomas, tienen una resistividad alta y ocupan los sitios de mayor altitud.

A continuación se muestran los resultados obtenidos de la interpretación de los estudios geoelectricos para diferentes semiaberturas electródicas.

#### Semiabertura electródica $AB/2 = 10\text{ m}$

En la siguiente figura correspondiente a una semiabertura electródica  $AB/2 = 10\text{ m}$  se han establecido las isolíneas de resistividad aparente en 4 colores asociados a los rangos de resistividad de los diferentes tipos de materiales que existen en el suelo.

Negro 0.1 a 1 ohm.m para arcillas con alta concentración salina.

Azul 1 a 10 ohm.m para sedimentos lacustres arcillosos.

Verde 10 a 30 ohm.m para depósitos aluviales y piroclásticos.

Rojo > 30 ohm.m para rocas compactas de origen volcánico.

Se puede observar en este mapa una nueva delimitación del suelo lacustre, sobre todo en las partes central y NE, atravesadas por dos ríos importantes provenientes de Tlanepantla y Chapultepec, los cuales drenaban sus aguas dulces al lago de Texcoco. La delimitación de las fronteras es muy clara, siendo notable la manera en que el río de Chapultepec se ensancha en la zona centro de la ciudad dejando una depresión de magnitudes importantes, y en donde también se encuentra gran parte de la infraestructura que urbana que ha sufrido los mayores daños durante los sismos de período largo.

También se puede observar en la parte Sur del plano como los lagos de Chalco y Xochimilco aparecen unidos y se comunican con el lago inferior de Texcoco por medio de una franja discontinua de aproximadamente 2 km de ancho y rumbo NW-SE limitada al Oriente por el Cerro de la Estrella; dicha comunicación se infiere a través de los cuerpos arcillosos de los cuales el más importante se localiza muy cerca del campo de golf " Country Club " en un área de aproximadamente 4 km<sup>2</sup>, que comprende parte de las zonas más dañadas por los sismos de 1985, tal como lo evidencia el cruce de la Calzada de Tlalpan y Avenida Taxqueña, que en el reglamento de construcciones de 1987 se considera atinadamente como zona del lago.

De los 14 planos configurados con diferentes aberturas electródicas (  $AB/2 = 10, 20, 30, 50, 70, 100, 150, 210, 260, 320, 380, 460, 560, \text{ y } 680\text{ m}$  ), se cree que el nivel más somero (  $AB/2 = 10\text{ m}$  ) es el que describe la forma que tenía el Valle de México a la llegada de los españoles en 1519.

Aún cuando las aberturas electródicas no corresponden a profundidades reales de penetración, puesto que estas son función de los espesores de las capas del suelo y de su resistividad, es posible apreciar la

distribución lateral de la resistividad a profundidad y establecer un modelo cualitativo de la estructura interna del Valle de México.

#### Semiabertura eléctrica $AB/2 = 20 m$

Por otro lado, para la semiabertura eléctrica  $AB/2 = 20 m$  se observa una importante depresión ya antes comentada, cuyo centro se ubica en la Alameda Central y que comienza a cerrarse hacia el Oriente por las inmediaciones del Lago de Texcoco; el material que circunda a esta estructura arcillosa tiene un alto porcentaje de arenas, de acuerdo con los valores de resistividad, y cuya información que ha sido corroborada por el COVITUR, y en particular por el Ing. Veytia en la zona Poniente de la ciudad durante la construcción de la línea 7 del METRO.

En lo que corresponde a la zona Sur se observó un rasgo muy interesante entre el Cerro de la Estrella y la Sierra de Santa Catarina, con una orientación NE-SW que comunica a poca profundidad los lagos de Xochimilco y Texcoco; en este estrecho natural, al igual que el que se encuentra en Tlahúac entre la Sierra de Santa Catarina y el Volcán Tenahutli, seguramente fue construido uno de los diques calzados con los que los aztecas represaban y controlaban las aguas de los lagos de Chalco y Xochimilco.

#### Semiabertura eléctrica $AB/2 = 70 m$

Para la semiabertura eléctrica  $AB/2 = 70 m$ , se pudo observar que el Cerro de Chapultepec tiende a conectarse con los derrames ígneos del Poniente, a este nivel la depresión central antes comentada se encuentra separada del Lago de Texcoco, y curiosamente se delimita la zona central sobre la que han ocurrido los mayores daños en los sismos intensos de los últimos años.

En lo que respecta a la zona Sur de la ciudad, se puede apreciar la desconexión del Lago de Xochimilco con el Lago de Texcoco; por otra parte, la franja que une los lagos de Texcoco y Xochimilco con dirección E-W manifestada también en otros niveles, parece formar una estructura tipo graben que es consistente con los resultados de las perforaciones profundas realizadas en las cercanías de Tláhuac por la S.G.O. en 1969 y por PEMEX en 1986

Cabe mencionar que de todos los planos configurados, éste es el que mejor se correlaciona con el plano de zonificación geotécnica del COVITUR, y al mismo tiempo uno de los más importantes para la subdivisión geotécnica de la ciudad.

#### Semiabertura eléctrica $AB/2 = 210 m$

Para  $AB/2 = 210 m$  se puede inferir que existe nuevamente una comunicación de la depresión central con el Lago de Texcoco, y la separación entre los lagos de Chalco y Xochimilco, y el predominio de los materiales granulares (grava y arena) se hace presente a ese nivel exceptuando la zona centro de la ciudad en la que aún aparecen materiales finos (arcilla y limo)

#### Semiabertura eléctrica $AB/2 = 560 m$

Por último en el plano  $AB/2 = 560 m$  se puede observar que con la profundidad se sigue haciendo presente la depresión central, y también se observa la prolongación de la zona arcillosa que se encuentra entre el Cerro de la Estrella y la Sierra de Santa Catarina, así como la separación total de los sedimentos arcillosos de lago de Xochimilco.

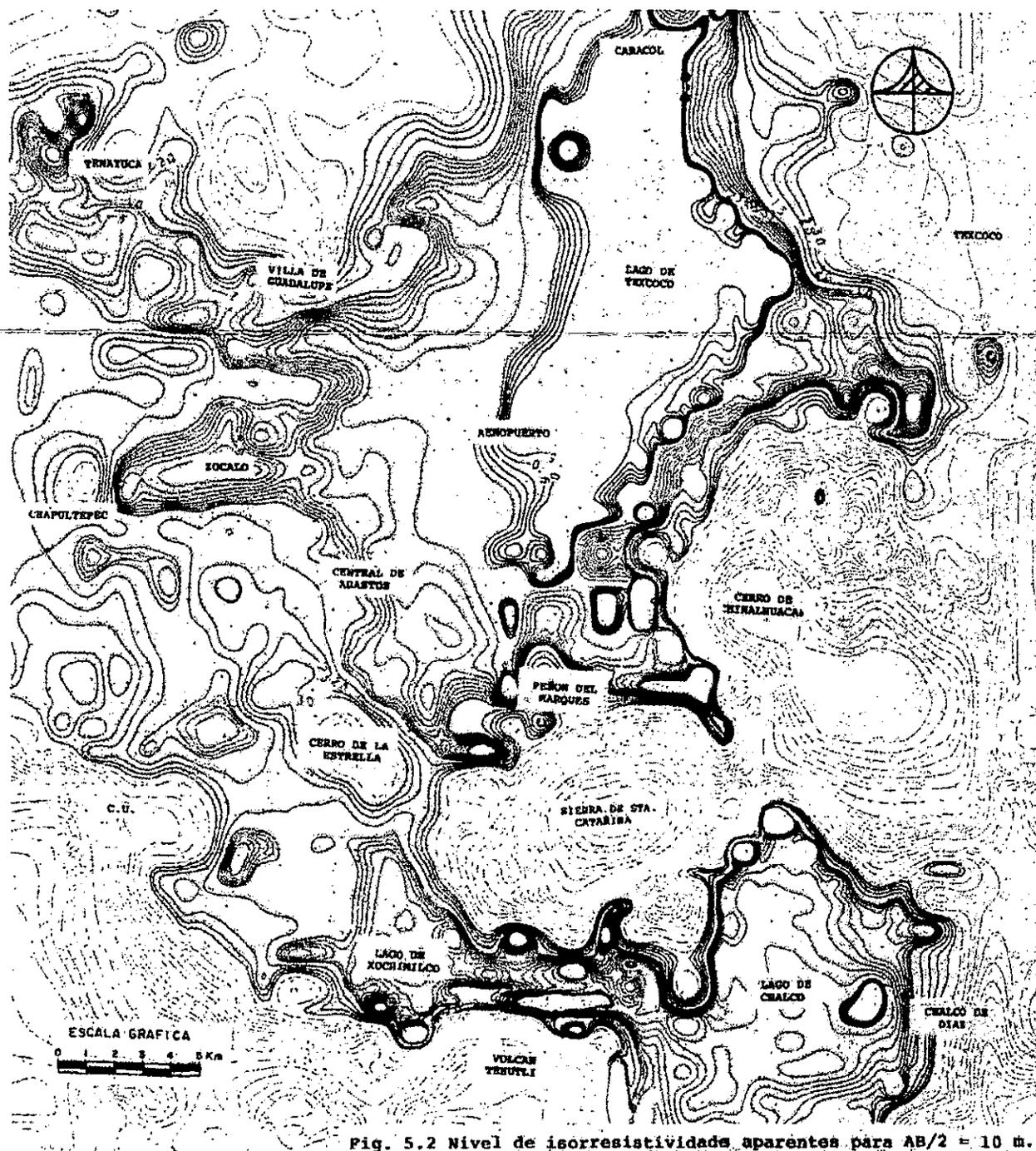


Figura III-3 Semiabertura eléctrica  $AB/2 = 10$  m

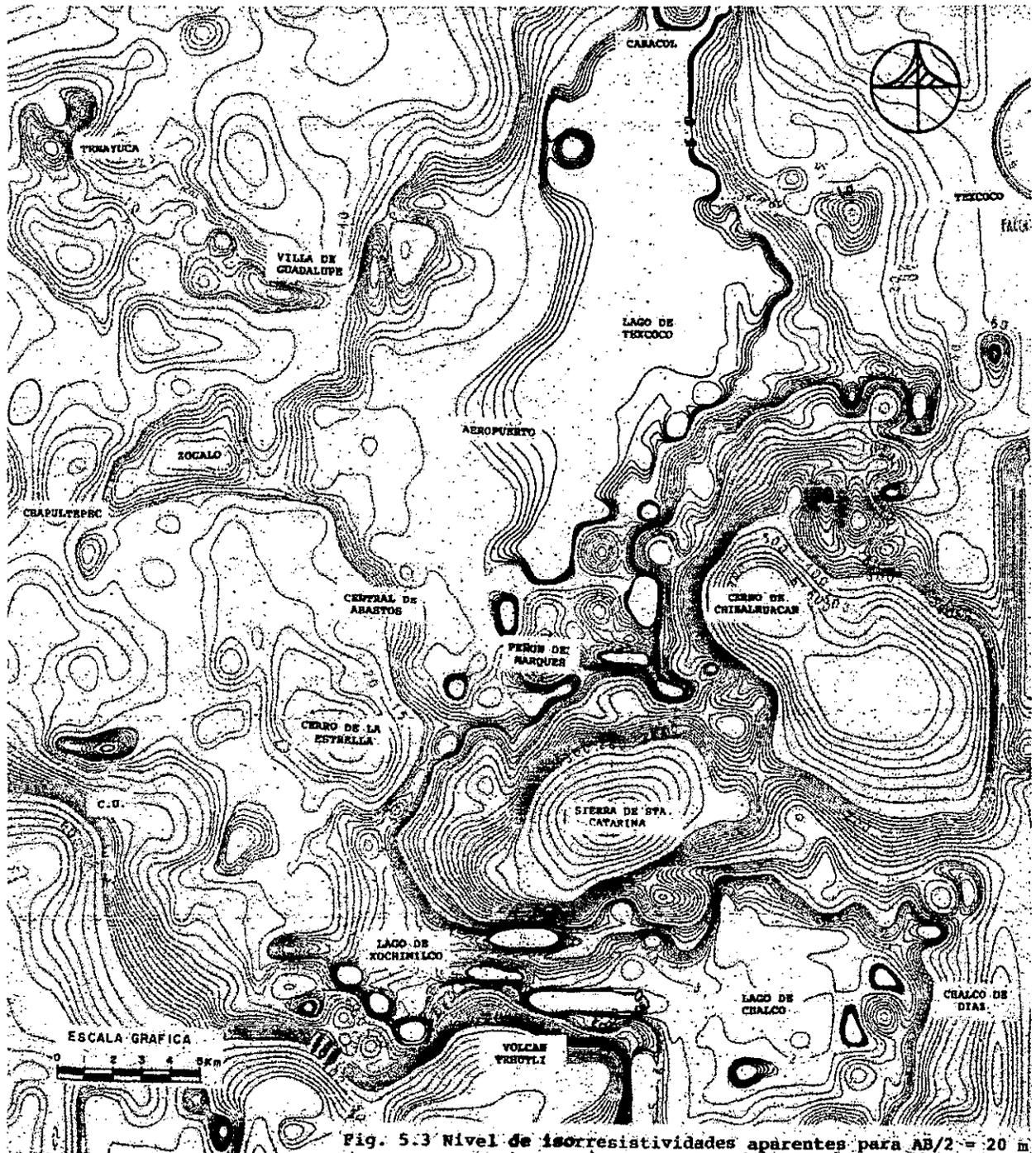


Figura III-4 Semiapertura eléctrica  $AB/2 = 20$  m

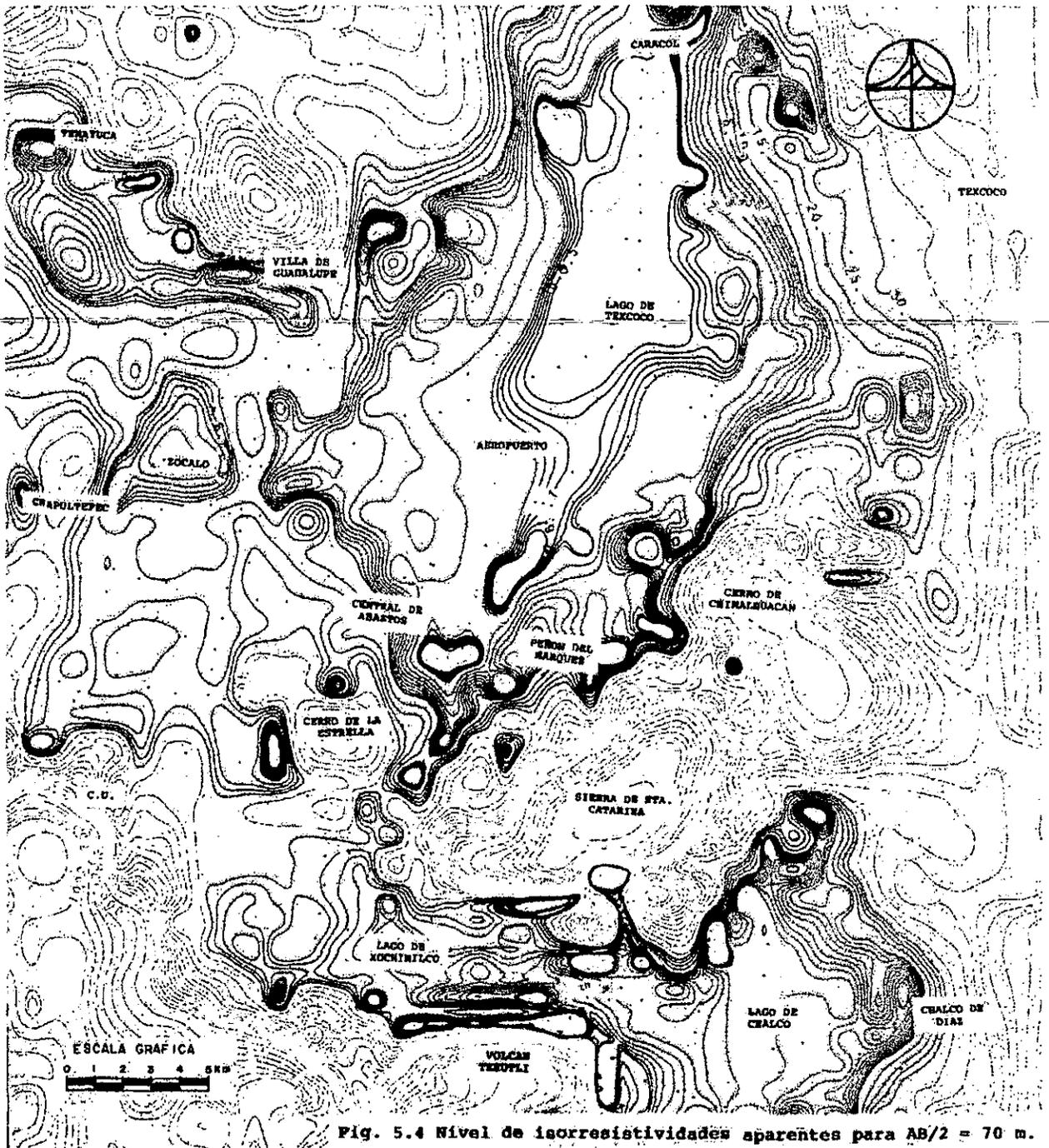


Fig. 5.4 Nivel de iacresistividades aparentes para  $AB/2 = 70$  m.

Figura III-5 Semiabertura eléctrica  $AB/2 = 70$  m

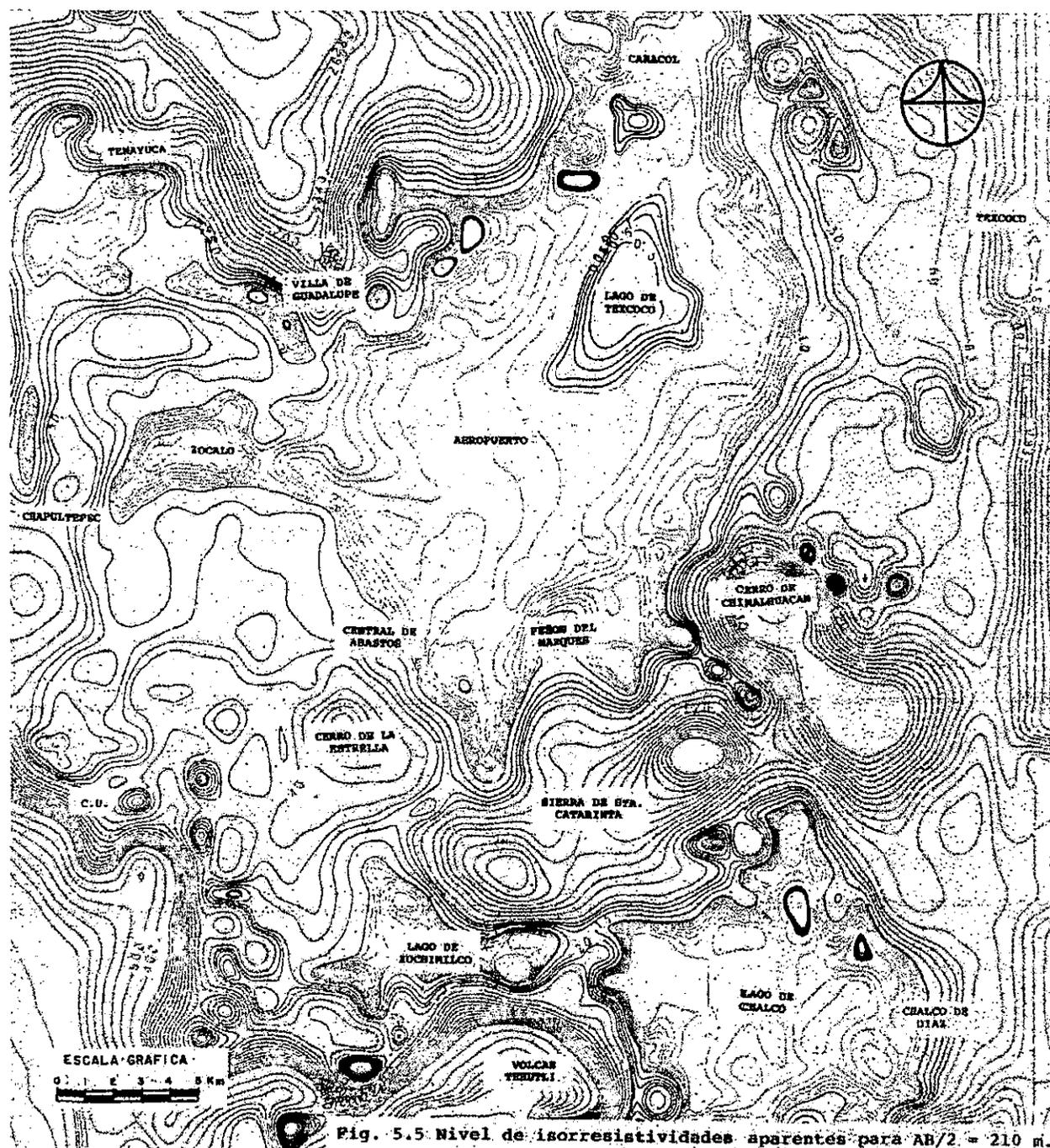


Figura III-6 Semiapertura eléctrica  $AB/2 = 210$  m

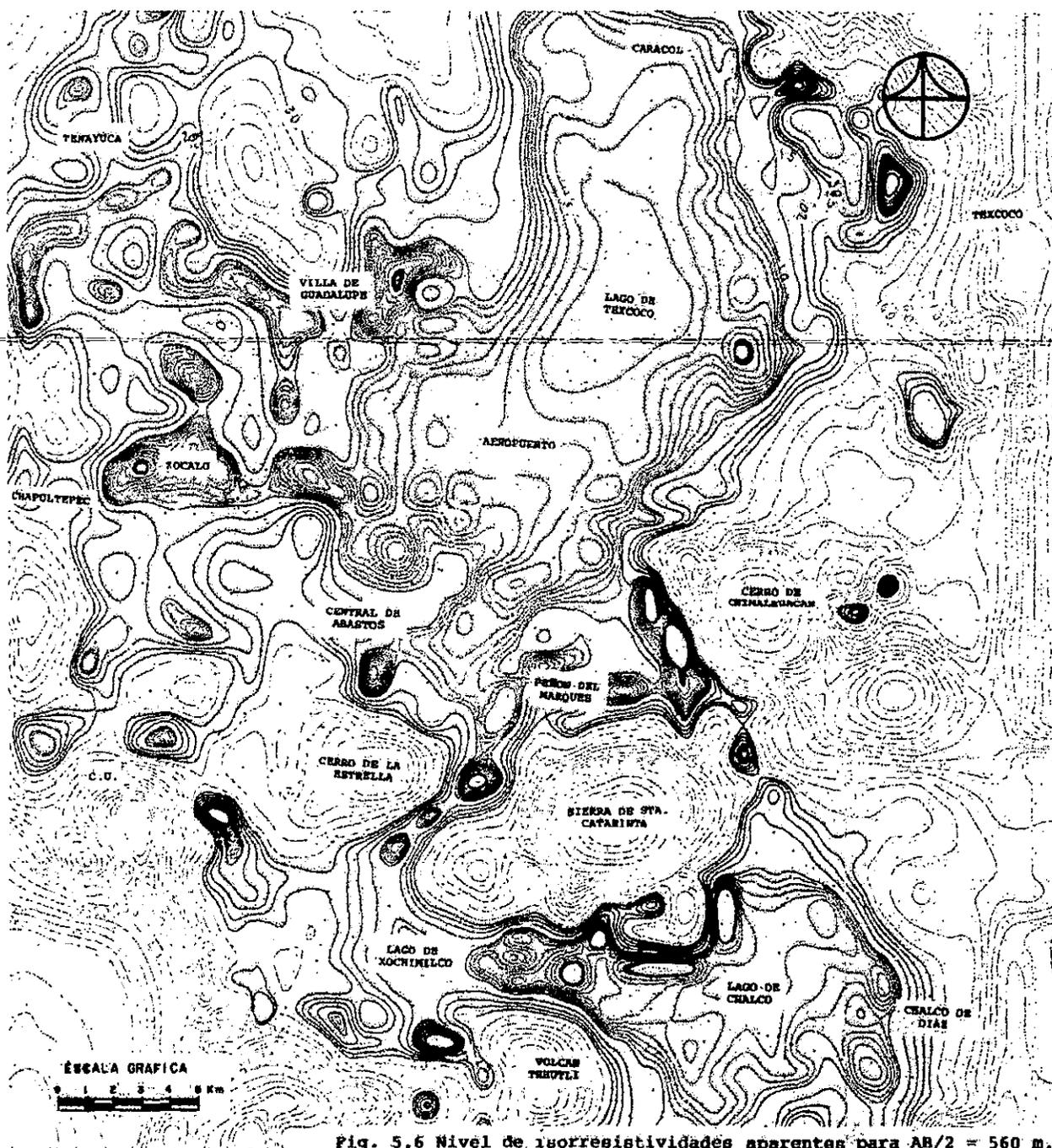


Figura III-7 Semiapertura eléctrica  $AB/2 = 560$  m

**Método sísmico de refracción.**

Este método está basado en las trayectorias de tiempo mínimo que emplean las ondas elásticas al propagarse desde la superficie hasta los diferentes horizontes refractores del subsuelo, y de estos hasta emerger a la superficie, en donde las pequeñas señales son detectadas por una serie de geófonos alineados con la fuente perturbadora.

Las ondas sísmicas se crean artificialmente mediante un impacto que se produce en la superficie con la caída de objetos pesados para tendidos cortos, o bien mediante la detonación de explosivos en pozos para tendidos largos.

Los geófonos o sismo detectores son transductores que convierten la energía sísmica ( mecánica ) en energía eléctrica, para luego transmitir estas señales por medio de un cable al sismógrafo, el cual las amplifica, filtra y registra en un papel, una película o cinta, según el tratamiento que requieran posteriormente.

A partir de la observación de estos registros o sismogramas, es posible determinar los tiempos de arribo de las ondas sísmicas y calcular a través de una gráfica distancia-tiempo ( domocrónica ) el número de capas que conforman el subsuelo, sus espesores y velocidades de propagación.

A pesar de que los parámetros obtenidos con este método son muy precisos, puede darse el caso de que el modelo sísmico no fuera totalmente correlacionable con la geología del sitio, debido a que las capas del subsuelo no satisfagan cualquiera de las siguientes condiciones:

Las velocidades de propagación de las ondas P o S de cada una de las capas o estratos deben incrementarse con la profundidad.

Cada una de las capas debe tener un espesor suficiente, mayor que la longitud de onda P o S, para que puedan ser detectadas.

Otro aspecto importante es la longitud del tendido, el cual debe ser cuando menos 3 veces mayor que la profundidad a la que se desea investigar. En los estudios del Valle de México se realizaron tendidos de 1440m de longitud y 7 puntos de tiro, cada tendido se formó con 48 geófonos de componente vertical separados entre sí cada 30m y cuya frecuencia de resonancia fue de 28 Hz, además para facilitar la obtención de datos de campo se emplearon dos sismógrafos de 24 canales cada uno, acoplados y sincronizados para que trabajaran como una sola unidad.

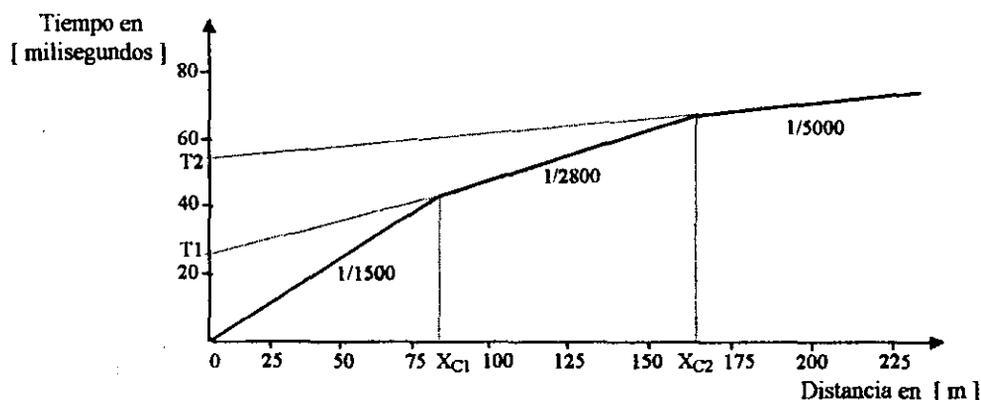


Figura III-8 Curva distancia-tiempo. ( Domocrónica )

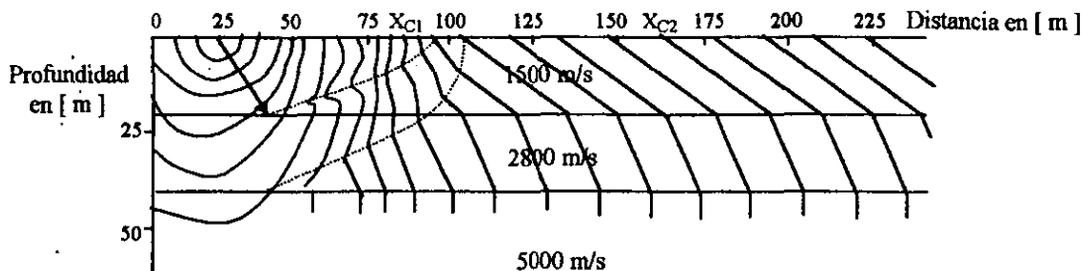


Figura III-9 Diagrama de frentes de onda.

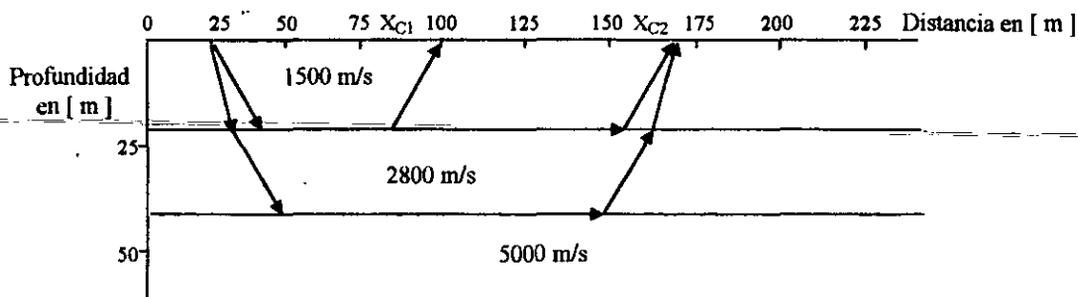
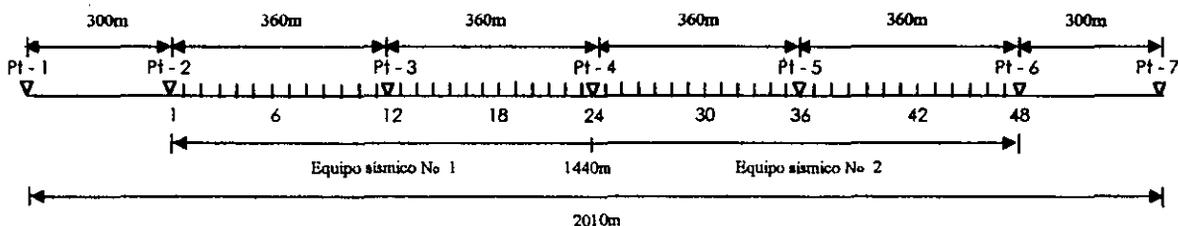


Figura III-10 Diagrama de rayos.



**Simbología**

Punto de tiro. ▽  
 Geófono ⊥

*Nota:* Equidistancia entre geófonos 30 m ,  
 distancia del Pt al primer geófono 15 m

Figura III-11 Tendido sísmico de refracción "Tipo" empleado en el estudio del Valle de México.

Los trabajos de campo se realizaron en 4 meses, con un total de 3840 pozos de los cuales 249 se utilizaron para la detonación de explosivos; en términos generales los pozos se hicieron con profundidades que varían de 3.5 a 29m.

En este tiempo se exploraron 76 km lineales mediante 39 tendidos sísmicos de 48 trazas cada uno.

Esta información fue analizada e interpretada, con lo cual fue posible obtener una serie de espesores y velocidades de las ondas compresionales ( ondas S ) en los distintos materiales de cada una de las áreas estudiadas; las zonas en estudio fueron: la zona del Lago de Texcoco, Chalco, Xochimilco y el área metropolitana del Valle de México.

### Interpretación de los tendidos sísmicos de refracción en el Lago de Texcoco.

Las longitudes de los tendidos sísmicos en el Lago de Texcoco ( Tendidos T-1 a T-3 ) fueron suficientes para explorar hasta una profundidad de 400m, distinguiéndose claramente 4 capas.

La capa más somera está constituida por depósitos arcillosos de origen lacustre, cuya velocidad de propagación varía de 250 a 1100 m/s, lo cual evidencia su escasa compactación; su espesor promedio es de 25m, pero hacia la parte central del lago aumenta hasta 80m ( Tendido T-3 ), bajo esta capa se encuentra el segundo horizonte que tiene un espesor promedio de 70m, formado por materiales similares a los de la capa anterior pero ligeramente más compactados, tal como lo indican sus velocidades de propagación de 850 a 1500 m/s

El tercer horizonte está por debajo de los otros dos y se encuentra formado por depósitos aluviales con una compactación media, se profundiza hacia el centro del lago alcanzando un espesor mayor a 300m ( Tendidos T-1 y T-3 ), y se reduce hacia los extremos de este ( Tendido T-2 ) ; la velocidad de propagación de este estrato varía de 1700 a 2000m/s

Por último el cuarto horizonte tiene velocidades que oscilan entre 2000 y 3000 m/s, y sólo fue posible detectarlo en las cercanías del caracol ( Tendidos T-1 y T-2 ), y de acuerdo con su velocidad y posición estratigráfica podría constituir la cima de los depósitos profundos.

### Interpretación de los tendidos sísmicos de refracción en el Lago de Chalco.

En lo que respecta al análisis de los 6 perfiles realizados en el Lago de Chalco ( Tendidos T-4 a T-9 ) se puede apreciar que el primer horizonte tiene un espesor promedio de 35 m y velocidades de propagación de 250 a 900 m/s, las cuales están determinadas por su baja compactación. Al igual que en el Lago de Texcoco, esta capa está formada por depósitos arcillosos de origen lacustre.

La segunda capa tiene velocidades entre 1000 y 1600 m/s y está formada por depósitos arcillosos de mayor edad y compactación; su espesor promedio es de 250m y se incrementa hacia el centro del lago hasta rebasar los 400m ( Tendidos T-6 y T-7 )

La tercera capa está formada por depósitos aluviales de origen piroclástico, cuya compactación debe ser mayor de acuerdo a las velocidades de propagación registradas, que son del orden de 1700 a 2200 m/s, y en algunos sitios como el camino Tláhuac-Chalco ( Tendido T-9 ) donde la velocidad del tercer horizonte es mayor a 2500 m/s, lo cual pudiera estar asociado con derrames basálticos que afloraron 3 km al Sur del poblado de Mixquic.

### Interpretación de los tendidos sísmicos de refracción en el Lago de Xochimilco.

Con la interpretación de los 3 tendidos sísmicos de refracción realizados en el Lago de Xochimilco ( Tendidos T-10 a T-12 ), se pudieron apreciar los horizontes cuyas velocidades y espesores son los siguientes:

Las primeras dos capas están constituidas por sedimentos arcillosos de origen lacustre con velocidades y características muy similares a las encontradas en los depósitos lacustres de Texcoco y Chalco. La

capa superficial presenta un espesor que varía entre 20 y 75 m, y su estado varía de suelto a poco compacto.

La segunda capa tiene una mayor compacidad y alcanza hasta 320m de espesor en el centro del lago ( Tendido T-10 )

La tercera capa muestra una velocidad de propagación de 1800 a 2000 m/s correspondientes a depósitos aluviales de origen piroclástico o a restos de derrames basálticos; en los tendidos situados en Canal Nacional y Calzada del Hueso ( T-11 y T-12 ), el tercer y último horizonte refractor muestra una velocidad de propagación mayor de 2500 m/s que debe estar asociada a formaciones geológicas probablemente correlacionables con los derrames basálticos del Cerro de la Estrella, ya que está situado a sólo 1.5 km al Norte.

### Interpretación de los tendidos sísmicos de refracción en Area Metropolitana.

Por último se comentará acerca de la interpretación de los resultados de los estudios de refracción en el Area Metropolitana.

En esta última área se realizaron 27 tendidos sísmicos repartidos en la siguiente forma: 18 en la Zona del Lago ( Tendidos T-13 a T-29 y T-34 ), 6 en la Zona de Transición ( Tendidos T-32, T-33, T-35, T-36, T-37 y T-39 ), y 3 en la Zona de Lomas ( T-30, T-31 y T-38 en C.U. )

#### a) Zona del Lago.

En la Zona del Lago la interpretación conjunta de los 18 tendidos sísmicos ( Tendidos T-13 a T-29 y T-34 ) determinó 3 horizontes principales :

El primer horizonte está constituido por depósitos recientes de origen aluvio-lacustre, y cuenta con un espesor promedio de 25m y velocidades de propagación menores de 900 m/s, lo que indica una baja compacidad.

El segundo horizonte con velocidad comprendida entre 900 y 1700 m/s subyace al anterior y está formado también por depósitos aluvio-lacustres con mayor edad y compactación, este horizonte se encamina hacia el Lago de Texcoco, alcanzando hasta 250m de profundidad al Oriente de la ciudad. ( Tendido T-20 )

De acuerdo con el orden de profundidad esperado y su posición estratigráfica, se supone que la primera capa dura se encuentra intercalada entre los dos primeros horizontes, sobre todo en la parte central de la zona lacustre; sin embargo debido a que no se logró detectarla a consecuencia de su reducido espesor, no puede asegurarse abiertamente su presencia.

El tercer horizonte cuenta una velocidad de propagación que varía de 1700 a 2600 m/s, y está formado por depósitos aluviales ( gravas, arenas y limos ) de origen piroclástico y/o derrames y brechas basálticas en los extremos del lacustre. El grado de compactación de estos materiales esta en relación directa con sus valores de velocidad.

### b) Zona del Transición.

La zona de transición que se analizó a través de 6 tendidos sísmicos de refracción ( Tendidos T-32, T-33, T-35, T-36, T-37 y T-39 ) se encuentra ubicada en la región Occidente de la ciudad, sobre la formación Tarango.

En esta región se pudieron detectar 3 horizontes, de los cuales el primero y más superficial está formado por depósitos tobáceos de composición areno-limosa que constituyen la capa de alteración por interperismo de la formación Tarango, con un espesor promedio de 25m y velocidades de propagación de 800 a 1200 m/s.

Después de esta capa se encuentra un segundo horizonte formado por arenas y tobas compactas, cuyas velocidades oscilan entre 1200 y 1800 m/s y alcanzan una profundidad promedio de 60m.

El último horizonte detectado cuenta con velocidades de propagación de 1800 m/s, correlacionables con tobas compactas en las cuales el grado de consolidación es acorde con el aumento en la velocidad. ( las velocidades mayores de 2000 m/s pueden indicar materiales algo cementados )

### c) Zona del Lomas.

Por último en lo que respecta a la Zona de Lomas, se realizaron 3 tendidos ( T-30, T-31 y T-38 en C.U. ) de los cuales los dos primeros se localizaron en las cercanías del Bosque de Chapultepec, y el tercero se ubicó dentro de la Ciudad Universitaria.

La estratigrafía encontrada en estos sitios es la siguiente:

El primer horizonte está formado por depósitos tobáceos de poca consistencia y alto contenido arcilloso, su velocidad de propagación varía de 350 a 700 m/s y su espesor es muy irregular oscilando entre 5 y 40m.

Debajo de este horizonte se encuentra otra capa tobácea, pero con mayor compactación y de espesor irregular, la cual posiblemente pueda correlacionarse con la capa interperizada de la formación Tarango. La velocidad de esta capa va de 800 a 1000 m/s en Chapultepec, y de 1000 a 1500 m/s en Ciudad Universitaria; en esta última presenta hasta 120 m de espesor, con algunas intercalaciones de cuerpos basálticos.

En lo referente al tercer horizonte detectado, este cuenta con una velocidad que oscila entre 800 y 1800 m/s, el cual se encuentra constituido por depósitos tobáceos de composición arenosa con derrames basálticos intercalados, su espesor es sumamente variable aún a cortas distancias.

El último horizonte refractor está formado por derrames basáltico y/o andesíticos, cuya velocidad es de 2100 a 2300 m/s, y presenta un estado fracturado o alterado parcialmente.

A continuación se presentan algunos de los perfiles que se obtuvieron con la interpretación de los estudios sísmicos de refracción en las zonas de estudio antes mencionadas; en estos dibujos se puede apreciar la variación de la estratigrafía con la profundidad, la cual está íntimamente relacionada con las velocidades de propagación de las ondas sísmicas de compresión.

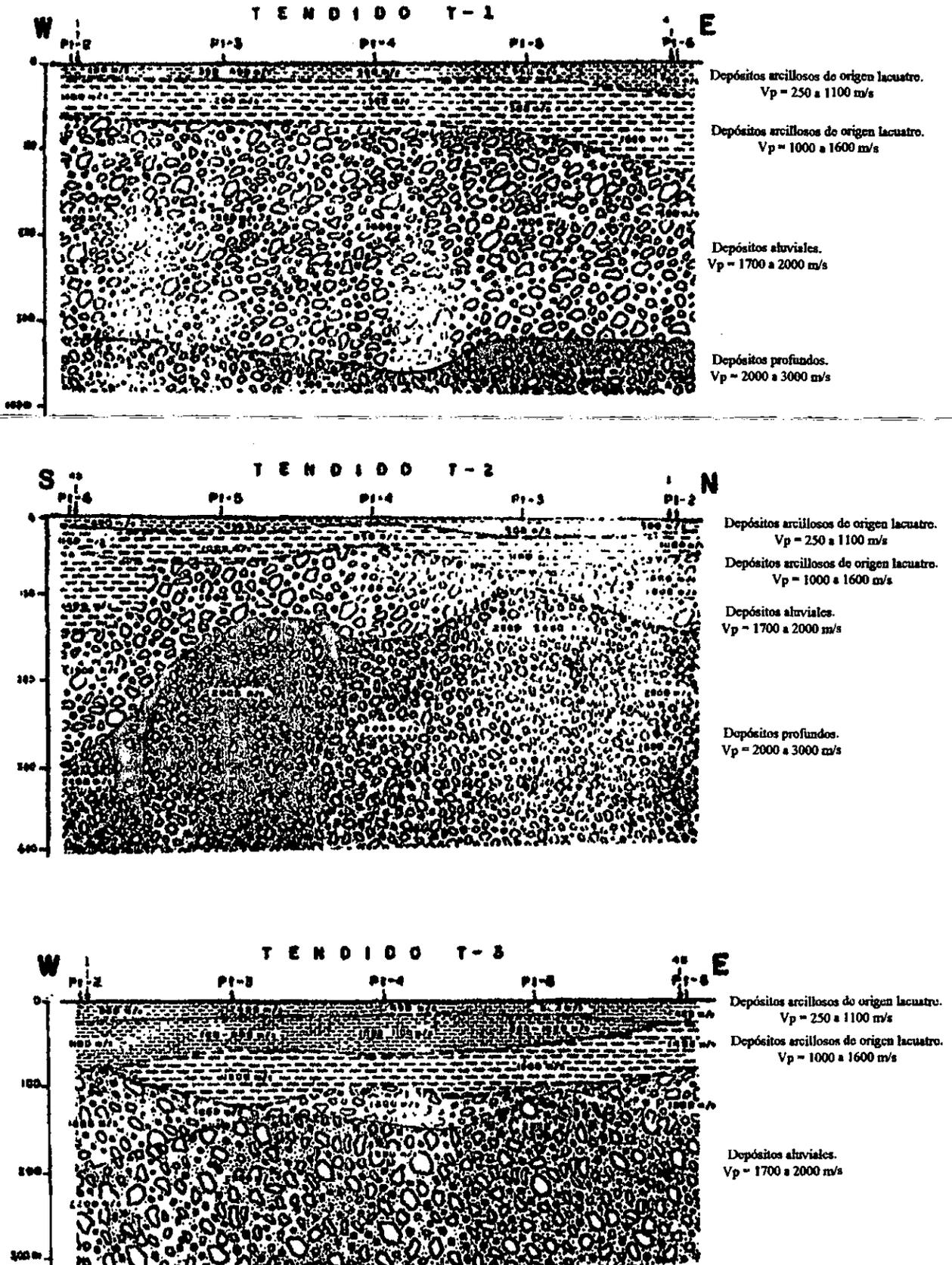


Figura III-12 Tendidos sísmicos de refracción en el lago de Texcoco.

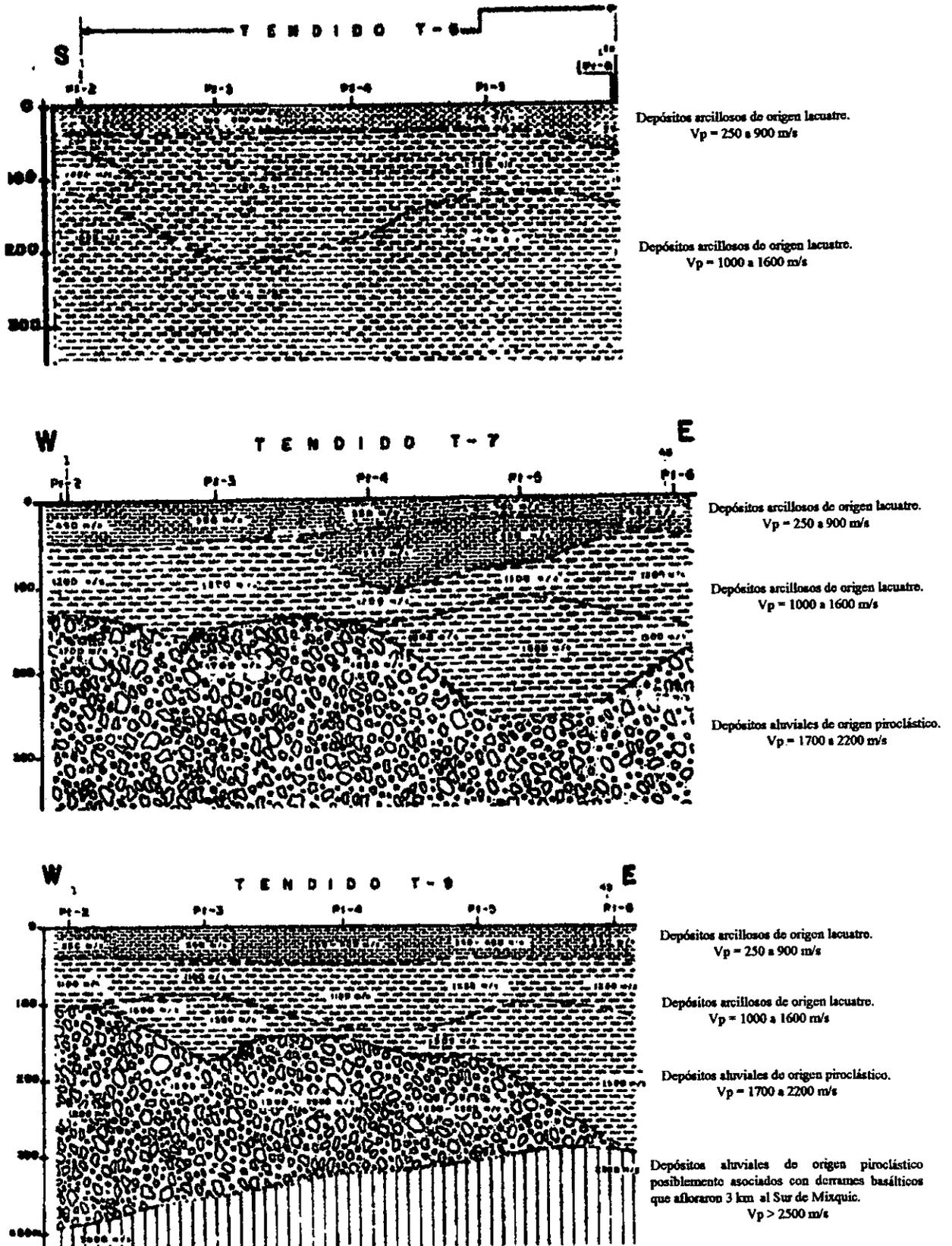


Figura III-13 Tendidos sísmicos de refracción en el lago de Chalco.

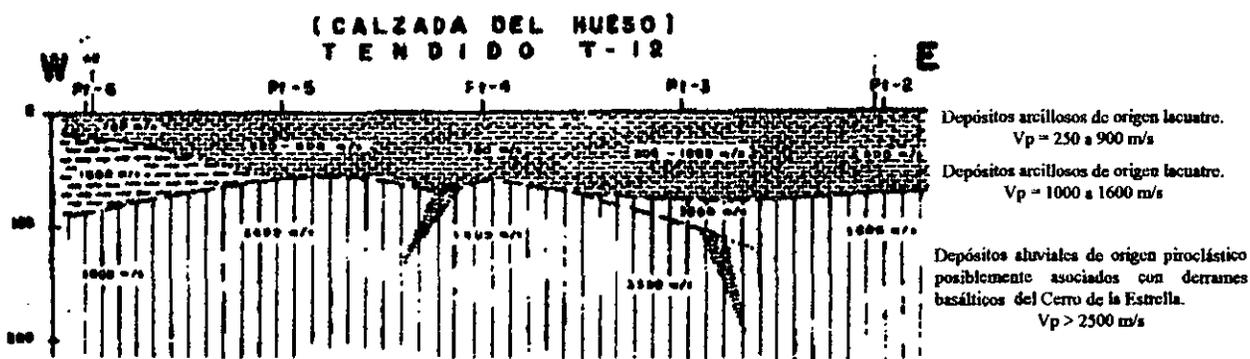
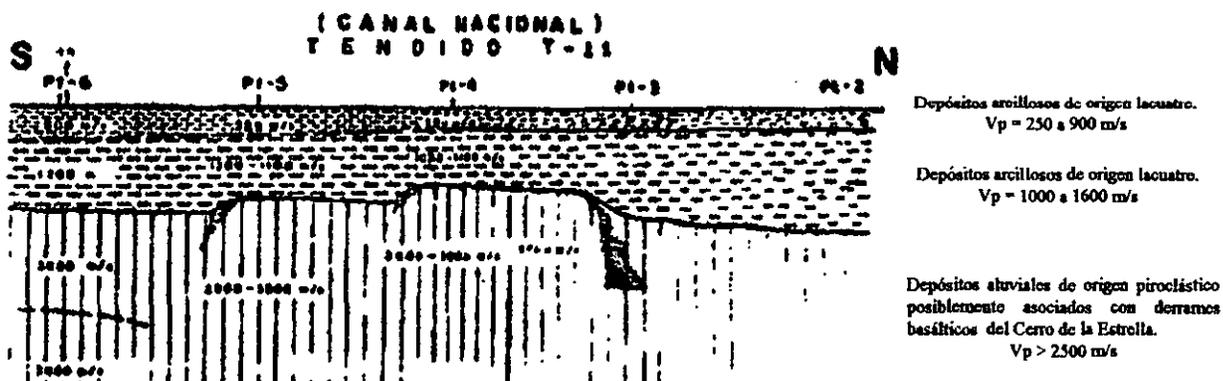
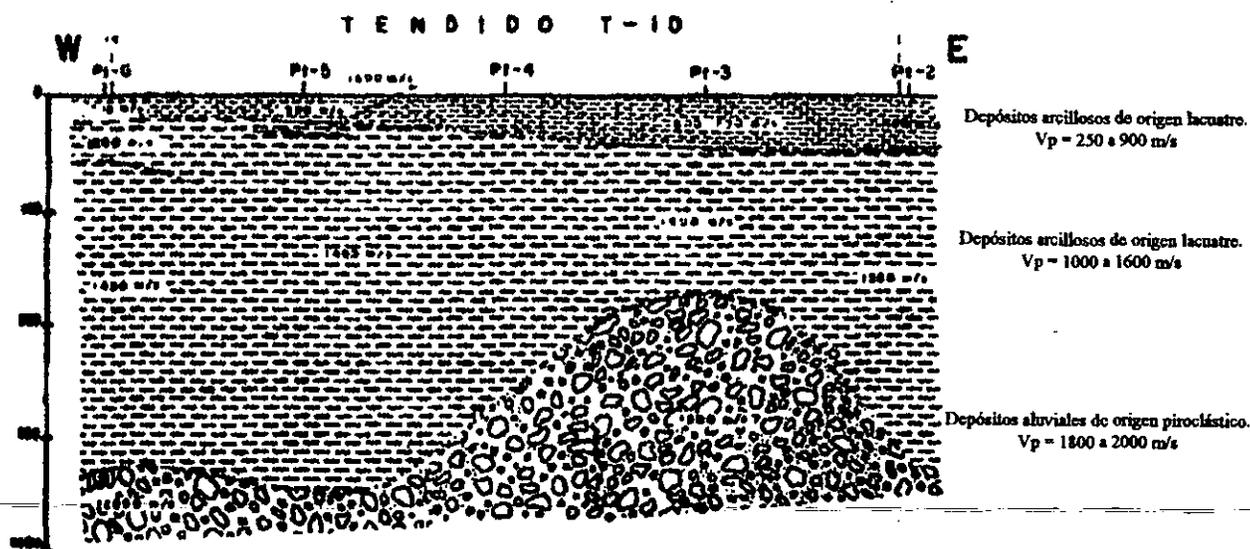
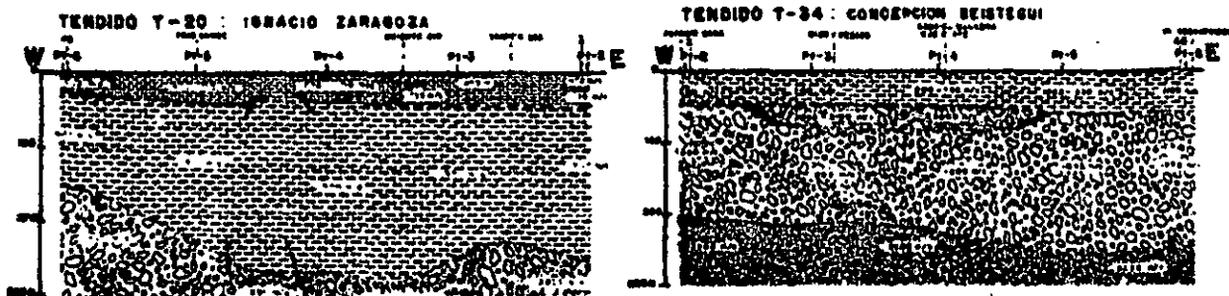
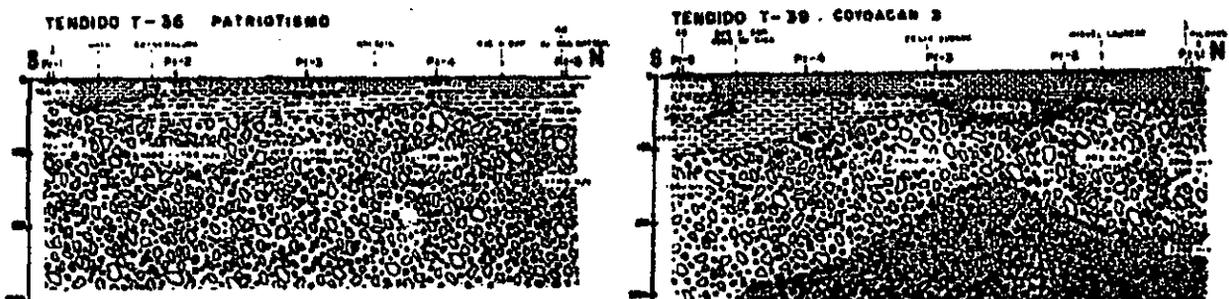


Figura III-14 Tendidos sísmicos de refracción en el lago de Xochimilco.



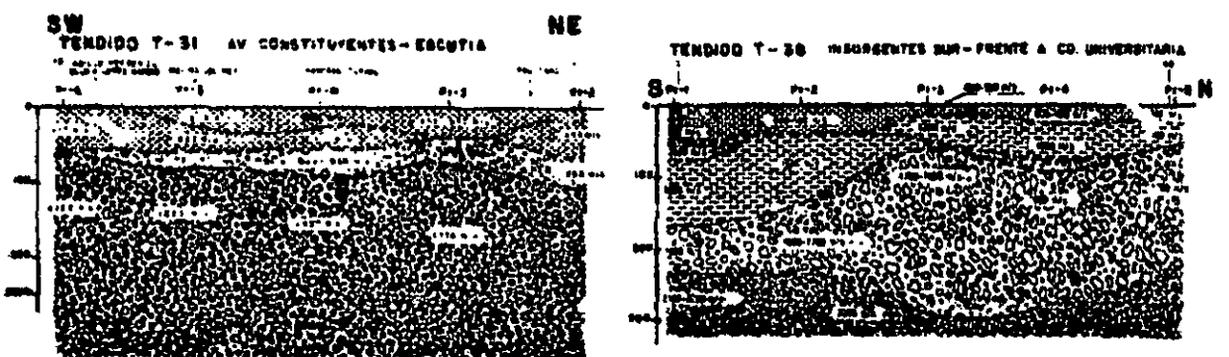
Primer horizonte: Depósitos arcillosos de origen lacustre  $V_p < 900$  m/s  
 Segundo horizonte: Depósitos arcillosos de origen lacustre  $V_p = 900$  a  $1700$  m/s  
 Tercer horizonte: Depósitos aluviales de origen piroclástico  $V_p = 1700$  a  $2600$  m/s

*Zona del Lago.*



Primer horizonte: Depósitos tobáceos de composición limo-arenosa  $V_p = 800$  a  $1200$  m/s  
 Segundo horizonte: Depósitos de arenas y tobas compactas  $V_p = 1200$  a  $1800$  m/s  
 Tercer horizonte: Depósitos tobáceos compactos  $V_p > 1800$  m/s

*Zona de Transición.*



Primer horizonte: Depósitos tobáceos de poca consistencia y alto contenido arcilloso  $V_p = 350$  a  $700$  m/s  
 Segundo horizonte: Depósitos tobáceos con mayor compactación  $V_p = 800$  a  $1000$  m/s ( En Chapultepec )  $V_p = 1000$  a  $1500$  m/s ( En C.U.)  
 Tercer horizonte: Depósitos tobáceos de composición arenosa con derrames basálticos intercalados  $V_p = 800$  a  $1800$  m/s  
 Cuarto horizonte: Derrames basálticos y/o andesíticos  $V_p = 2100$  a  $2300$  m/s

*Zona de Lomas.*

*Figura III-15 Tendidos sísmicos de refracción en el Area Metropolitana.*

**Estudios de Cross -Hole.**

La técnica de Cross-Hole es una variante de la metodología de refracción sísmica, y se utiliza para determinar con mayor precisión las velocidades de propagación de las ondas transversales y longitudinales de las capas que componen el subsuelo. Para aplicar esta técnica se requieren dos o tres pozos por sitio que hayan cruzado las capas de interés y que se encuentren ademados con tubería de PVC, de tal manera que las mediciones sísmicas se realicen dentro de ellos sin que se presenten derrumbes en las paredes del pozo, y sin que se afecten las velocidades de propagación por el ademe.

Dependiendo de los objetivos del estudio, la posición relativa de los pozos en planta puede ser :



*Figura III-16-Diferentes arreglos de los pozos para los estudios de Cross-Hole.*

El tipo de arreglo que se utilizó en el Valle de México fue el arreglo colineal, en el que uno de los pozos extremos se utilizó como pozo fuente y los restantes como pozos receptores.

Debido a la desviación que suelen sufrir los pozos durante su construcción, es necesario verificar su verticalidad para que la medición de las distancias efectivas entre ellos pueda llevarse a cabo de manera correcta, con lo cual el cálculo de las velocidades de propagación será más preciso.

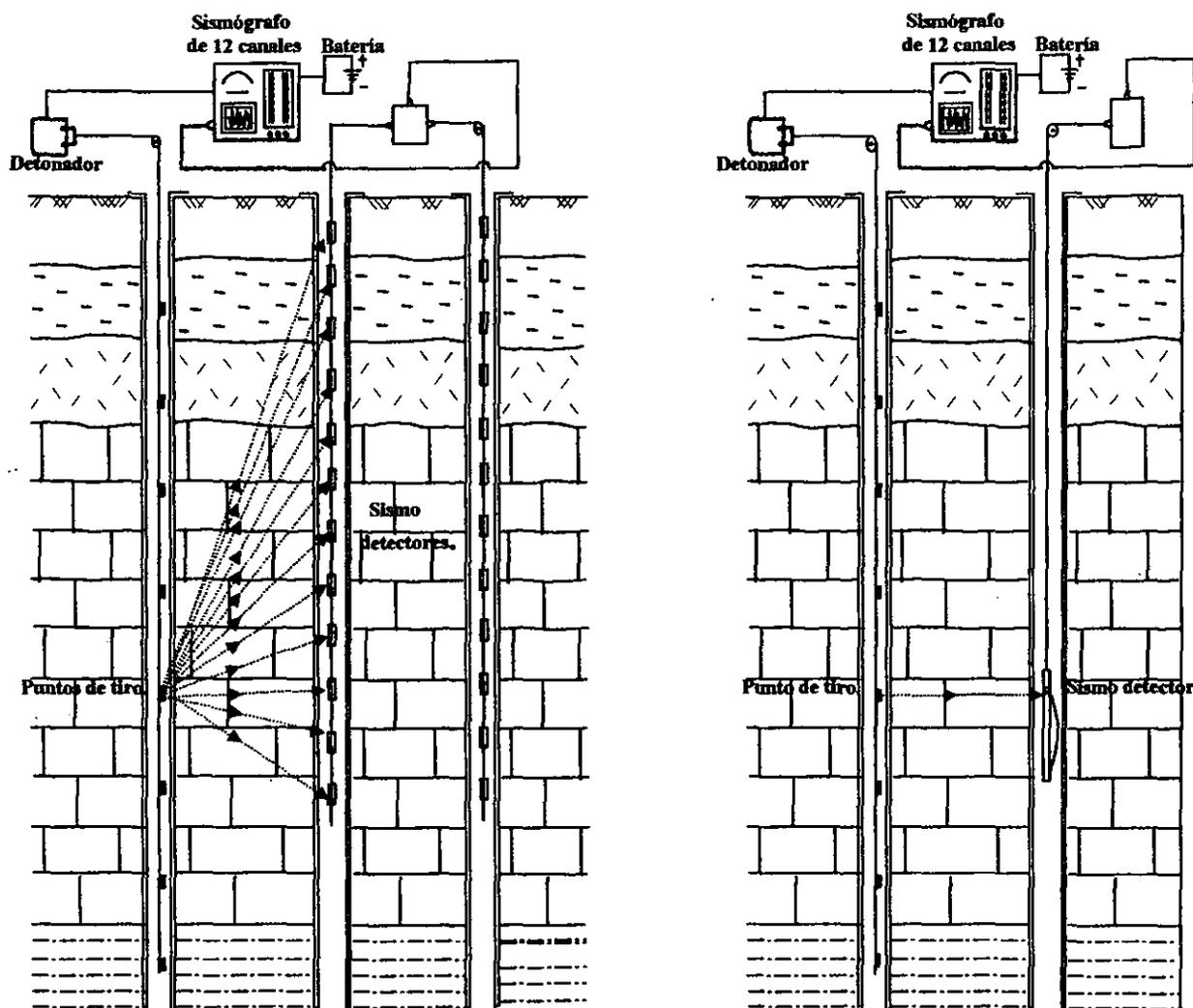
Para la medición de las velocidades longitudinales  $V_p$  es necesario contar con una fuente rica en generación de ondas compresionales, por ejemplo estopines sismográficos con retardo cero, y las pequeñas cargas de hidrogel encapsuladas en un recipiente especial que impide la destrucción del pozo.

Con esta técnica generalmente se utilizan varios sismodetectores igualmente espaciados en cada uno de los pozos de recepción, a fin de aprovechar íntegramente la excitación producida en el pozo fuente.

Lo anterior permite además de obtener las velocidades de propagación de cada uno de los estratos atravesados por la perforación, hacer un análisis de la homogeneidad del subsuelo a través de un algoritmo matemático conocido como tomografía sísmica.

Por otra parte, para la generación de las ondas transversales o de corte ( ondas S ) es necesario contar con un equipo más sofisticado constituido fundamentalmente por :

- Una fuente rica en producción de ondas de corte y pobre en generación de ondas compresionales, que sea direccional, repetible y reversible, es decir, que tenga la facultad de generar pulsos positivos o negativos según sea el caso de estudio.
- Receptores de 3 componentes, cuya frecuencia de resonancia sea adecuada al tipo de materiales atravesados por los pozos.
- Un sismógrafo con grabadora que permita mejorar y analizar las señales en el sitio y hacer mediciones precisas de tiempos de arribo.
- Un dispositivo de disparo sincronizado con la grabación.



Generación y trayectoria de ondas "P" en los estudios de Cross-Hole.

Generación y trayectoria de ondas "S" en los estudios de Cross-Hole.

Figura III-17 Equipo necesario para los estudios de Cross-Hole.

Esta técnica fue utilizada en los sitios previamente escogidos por el Instituto de Ingeniería de la UNAM considerados como representativos de áreas donde era importante conocer los parámetros elásticos de las capas superficiales; para esto se realizaron perforaciones de 3 pozos colineales, en los cuales uno de los pozos extremos se utilizó como punto de tiro (PT) y los restantes como receptores (P1 y P2), la separación de los pozos fue la siguiente:

Tabla III-2 Características y ubicación de los pozos realizados para los estudios de Cross-Hole.

Sitio	Profundidad	Distancia entre pozos.	
		P1 - PT	PT - P2
Viveros	40 m	6.55 m	5.90 m
Ciudad Universitaria.	40 m	4.00 m	6.55 m
Central de Abastos.	60 m	6.00 m	6.00 m
S.C.T.	64 m	6.00 m	6.00 m
Unidad Benito Juárez.	60 m	6.00 m	6.00 m
Tláhuac	58 m	6.10 m	6.35 m

Los pozos se ademaron con tubería de PVC de 4 pulgadas y se relleno el espacio entre la tubería y el pozo con el mismo material de la excavación.

En todos los sitios las operaciones de campo se realizaron bajando la fuente y los geófonos receptores a la misma profundidad, con los intervalos de investigación establecidos y hasta alcanzar la máxima profundidad.

Los sitios en donde se realizaron estos estudios fueron :

- a) *Zona del Lago.* En la S.C.T., en la Unidad Habitacional Benito Juárez y en Tláhuac.
- b) *Zona de Transición.* En los Viveros de Coyoacán y en la Central de Abastos.
- c) *Zona de Lomas.* En la Ciudad Universitaria.

En estos sitios primero se obtuvieron algunos parámetros como la columna estratigráfica a través de la interpretación de los registros geofísicos de los pozos, así como la densidad y porcentaje de materiales de cada capa.

Las relaciones de Poisson calculadas a partir del cociente de las velocidades  $V_p/V_s$  conducen a valores altos, ya que las ondas transversales  $V_s$  no se propagan en el agua, y solo se propagan en la masa de suelo lo cual disminuye en parte las velocidades transversales; en cambio las ondas longitudinales  $V_p$  se propagan más rápidamente en los suelos saturados, con una velocidad de aproximadamente 1500 m/s, que es una característica del agua.

Por esta razón las relaciones de Poisson obtenidas a partir del método de Cross-Hole deben considerarse como una aproximación.

Los resultados en las 3 zonas geotécnicas del Valle de México son los siguientes:

a) Zona del Lago.

En la Unidad Habitacional Benito Juárez y Secretaría de Comunicaciones y Transportes ( SCT ) se detectaron 6 capas cuya litología y parámetros dinámicos se muestran a continuación.

Tabla III-3 Estudios de Cross-Hole en la Unidad Habitacional Benito Juárez. ( Calle: Antonio M. Anza ; entre el Centro Médico y el Hospital General )				
Profundidad m	Horizonte	$V_p$ m / s	$V_s$ m / s	Relación de Poisson
0 a 10	Capa superficial.	1280	93	0.49
10 a 25	Capa arcillosa superior.	1560	75	0.49
25 a 38	Capa arcillo-arenosa.	1500	133	0.49
38 a 42	Capa dura.	1580	280	0.48
42 a 47	Capa arcillosa inferior.	1500	200	0.49
> 47	Depósitos profundos.	2000	400	0.47

**Tabla III-4 Estudios de Cross-Hole en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.**  
( Entre el Eje 4 Xola y Av. Universidad )

Profundidad m	Horizonte	Vp m / s	Vs m / s	Relación de Poisson
0 a 10	Capa superficial.	1500	90	0.49
10 a 26	Capa arcillosa superior.	1500	77	0.49
26 a 31	Capa arcillo-arenosa.	1500	150	0.49
31 a 35	Capa dura.	1720	270	0.48
35 a 39	Capa arcillosa inferior.	1500	200	0.49
> 39	Depósitos profundos.	2000	480	0.46

A pesar de que ambos sitios se encuentran separados entre sí 3.5 km, los valores de las velocidades transversales Vs y la relación de Poisson los dos sitios son similares, razón por la cual estos resultados pueden extrapolarse a otros sitios preconsolidados aledaños del lago.

Otro estudio se realizó en Tláhuac, y los resultados se muestran a continuación.

**Tabla III-5 Estudios de Cross-Hole en Tláhuac**

( Cerca de los límites del D.F. y el Estado de México )

Profundidad m	Horizonte	Vp m / s	Vs m / s	Relación de Poisson
0 a 25	Capa arcillosa superior.	1220	290	0.47
> 25	Capa arcillosa inferior.	1200	96	0.49

Como se puede observar los valores de Vp, Vs y la relación de Poisson obtenidos en el sitio virgen de Tláhuac, difieren considerablemente respecto a los resultados de los estudios antes mencionados, y no sólo existe una gran diferencia entre sus propiedades dinámicas, si no que también en su estratigrafía. Por otro lado, el período de resonancia del suelo arcilloso calculado con la ecuación de Gupta que se obtuvo es el siguiente: para la capa arcillosa superior en la U.H. Benito Juárez el período de resonancia fue de 0.8 seg, y en la S.C.T. resultado del orden de 0.83 seg, mientras que en Tláhuac se estimó de 0.345 seg ; y como era de esperarse por los resultados anteriores, se presentó una gran variación entre los períodos de resonancia de la capa arcillosa superior preconsolidada de la U.H. Benito Juárez y la S.C.T. con relación al período estimado en la zona virgen de Tláhuac.

La velocidades transversal Vs que presentan las capas arcillosas y su espesor H, determinan que los períodos de resonancia del suelo Tr calculados a partir de la relación.  $Tr = 4H / Vs$  ( Gupta, 1961 ) son confiables y semejantes a los medidos directamente a través de acelerógrafos o sismógrafos ingenieriles.

ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA

**b) Zona de transición.**

Para la zona de transición, se realizaron los estudios de Cross-Hole en los Viveros de Coyoacán y en la Central de Abastos.

En los primeros 15m de profundidad del sitio de Viveros, se encontró un relleno arcilloso con propiedades elásticas distintas a las encontradas en los depósitos lacustres. El período de resonancia estimado es de 0.3 seg, el cual posiblemente corresponda a un relleno artificial.

Por otro lado en la Central de Abastos se detectó de 9 a 33m de profundidad, un material arcilloso cuya velocidad de propagación es semejante al de la capa arcillosa superior de la zona del lago, calculándose un período de resonancia de 1.36 seg.

Tabla III-6 Estudios de Cross-Hole en los Viveros de Coyoacán. (Cerca del Metro Viveros)				
Profundidad m	Horizonte	Vp m / s	Vs m / s	Relación de Poisson
0 a 15	Relleno arcilloso.	820	268	0.44
15 a 21	Capa arcillo-arenosa.	820	160	0.48
> 21	Toba arenosa.	900	230	0.46

Tabla III-7 Estudios de Cross-Hole en la Central de Abastos. (Entre los Ejes 6 Sur, 5 Sur y 4 Oriente ó Río Churubusco)				
Profundidad m	Horizonte	Vp m / s	Vs m / s	Relación de Poisson
0 a 9	Capa superficial.	1400	70	0.49
9 a 33	Capa arcillosa.	1260	75	0.49
33 a 41	Capa arcillo-arenosa.	1430	130	0.49
> 41	Toba arenosa.	1470	220	0.48

No obstante que la toba arenosa encontrada en la Central de Abastos presenta características similares a las del sitio de Viveros, la Central de Abastos está considerada en el actual reglamento de construcciones como perteneciente a la zona III, debido fundamentalmente al gran espesor y a la baja velocidad transversal ( 75 m/s ) de la capa arcillosa, correlacionable con la formación arcillosa superior de los sitios de la S.C.T y la U.H. Benito Juárez.

c) Zona de Lomas.

Por último, en lo referente a la Zona de Lomas, sólo se realizó un estudio de Cross-Hole el cual se ubicó dentro de la Ciudad Universitaria, en donde se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla III-8 Estudios de Cross-Hole en la Ciudad Universitaria. (En la Calle: Paseo de las Facultades)				
Profundidad m	Horizonte	Vp m / s	Vs m / s	Relación de Poisson
0 a 4	Basalto fracturado y alterado.	545	140	0.46
4 a 23	Material tobáceo sin consolidar.	670	120	0.48
> 23	Material tobáceo poco consolidado.	880	240	0.46

En este sitio el basalto y el material tobáceo sin consolidar ocupan los primeros 23m de profundidad, y presenta velocidades longitudinales bajas y relaciones de Poisson altas, lo cual indica su baja competencia en comparación con la esperada para cuerpos rocosos de este punto e la ciudad; debajo de estas capas se localiza una toba arenosa poco compacta, cuya velocidad transversal y relación de Poisson son muy similares a las que se han estimado para la zona de transición a menor profundidad.

Otro aspecto importante de estos estudios fue el aprovechamiento de los registros de Croos-Hole sin filtrado de las señales, analizando cada uno de los sismogramas con el fin de determinar el amortiguamiento de algunas capas atravesadas. Para esto se seleccionaron aquellas trazas que además de no estar distorsionadas por el ruido, presentaran un decaimiento en el tiempo y tuvieran forma aproximadamente senoidal.

De acuerdo con estas lecturas la capa arcillosa superior presenta un amortiguamiento interno de 6.33% en el sitio de la U.H. Benito Juárez, y de 4.46% en la S.C.T. En el sitio de Tláhuac el amortiguamiento resultó ser superior al 15.40% en la capa arcillosa superior, con lo cual se puede apreciar la variación con respecto a los dos sitios antes mencionados, lo cual conforma que los depósitos lacustres de Chalco y Xochimilco son diferentes a los de la zona centro, tanto en estratigrafía como en propiedades dinámicas.

En la zona de transición que comprende a los Viveros de Coyoacán, se registró un amortiguamiento de 4.5% en el relleno arcilloso, semejante al de la S.C.T. a pesar de las velocidades transversales tan diferentes. En la Central de Abastos la capa arcillo-arenosa que cubre los depósitos tobáceos presento un amortiguamiento que varió de 5.4 a 5.7%, este valor asociado con el de la velocidad transversal ( 75 m/s ) hace suponer que la capa arcillosa superior de la zona del lago se continua hasta este sitio, manteniendo sus propiedades de homogeneidad.

Finalmente en C.U. se determinaron amortiguamientos de 7.64% para los basaltos alterados, y de 9.2% para el material tobáceo no consolidado.

### *Estudios de vibraciones.*

A raíz de los macrosismos de 1985, el Departamento del Distrito Federal ( DDF ) a través de la Dirección General de Servicios Urbanos ( D.G.S.U. ), la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano ( COVITUR ) y otras dependencias como el IMSS y la SEDUE, decidió demoler mediante el uso de explosivos 34 edificios de más de 6 niveles que quedaron gravemente dañados y representaban un peligro potencial para la población ante futuras solicitaciones sísmicas; la mayoría de estos inmueble dañados se encontraban ubicados en la Delegación Cuauhtémoc. La decisión de emplear explosivos se debió la rapidez con la que se puede llevar a cabo la demolición, al bajo costo, y a la poca contaminación que esta provocaría.

Aprovechando el fuerte impacto que generó la caída de estos edificios, se instalaron sismógrafos de exploración en puntos cercanos dentro de la zona de acordonamiento, con el fin de determinar espesores del suelo y velocidades de propagación de las ondas en las capas superficiales a través de tendidos cortos de refracción. En la mayoría de los casos se utilizaron tendidos de 165m con 12 geófonos espaciados a cada 15m, lográndose la sincronía con la operación de demolición por medio de un interruptor de arranque colocado en al columna de tiempo cero, es decir, aquella que inicia mediante su falla la caída del edificio.

En otras ocasiones se recurrió a tendidos más cortos con la finalidad de registrar tridimensionalmente el movimiento de la vibración.

A partir de Febrero de 1986 y por invitación del COVITUR, el departamento de Geofísica de la Comisión Federal de Electricidad llevó a cabo el monitoreo de las vibraciones que anteriormente había realizado la Cia. Vibra-Tech de Maryland.

El monitoreo de vibraciones consistió en registrar el nivel de vibración inducido en el suelo y subsuelo por el impacto del edificio, para esto se emplearon sismógrafos ingenieriles de velocidad y/o desplazamiento de partícula que miden los movimientos del suelo en cada una de sus tres componentes, así como la sobrepresión de la onda de aire o presión de concusión que se propaga a través de la atmósfera.

#### Parámetros de partícula.

En las demoliciones mencionadas los parámetros de velocidad y desplazamiento de partícula, así como las frecuencias de los pulsos dominantes y la duración de los movimientos, mostraron niveles altos de vibración del suelo.

La frecuencia de resonancia de la capa superficial fue obtenida a partir de la oscilación libre del terreno que se observó en la parte final de algunos sismogramas, dando en promedio un valor de 1.36 Hz. El recíproco de esta cantidad determina el período de resonancia de la capa arcillosa superficial que resultó ser del orden de 0.74 seg, el cual se asemeja bastante a los valores que se desprenden de los estudios de Croos-Hole.

Por otro lado, las deformaciones de la capa arcillosa superior estimadas a partir de las velocidades de partícula y de propagación de la onda longitudinal variaron de  $7.67 \times 10^{-5}$  a  $2.37 \times 10^{-5}$  ( Vázquez y Benhumea, 1988 ). Este parámetro adimensional es importante para la comparación entre propiedades dinámicas determinadas con diversas técnicas que operan en diferentes rangos de deformación.

#### Tendidos cortos de refracción.

La interpretación de los tendidos cortos de refracción sísmica condujo al cálculo de las velocidades longitudinales y espesores de las capas más someras. En términos generales se detectaron tres horizontes: el primero constituido por un suelo heterogéneo de poco espesor ( menor a 6 m ) y velocidad de propagación comprendida entre 350 y 1070 m/s, enseguida se encuentra una capa arcillosa de 25 a 36 m de espesor, y con velocidades de propagación de las ondas longitudinales entre 1440 y 1800 m/s, siendo el valor típico el de 1500 m/s que corresponde a su estado saturado; el tercer y último horizonte compuesto por depósitos aluviales, solo pudo ser detectado en algunos casos ( Centro Médico, Edificio de Guanajuato y Hotel Continental ), variando su profundidad entre 30 y 100 m y presentando una velocidad mayor que la del segundo horizonte.

#### Parámetros inelásticos.

La determinación del amortiguamiento sólo pudo llevarse a cabo en aquellos sismogramas que mostraron claramente el decaimiento en el tiempo de un pulso en forma aproximadamente senoidal; esta situación se presentó en uno de los sismogramas de refracción y en 8 de velocidad de partícula.

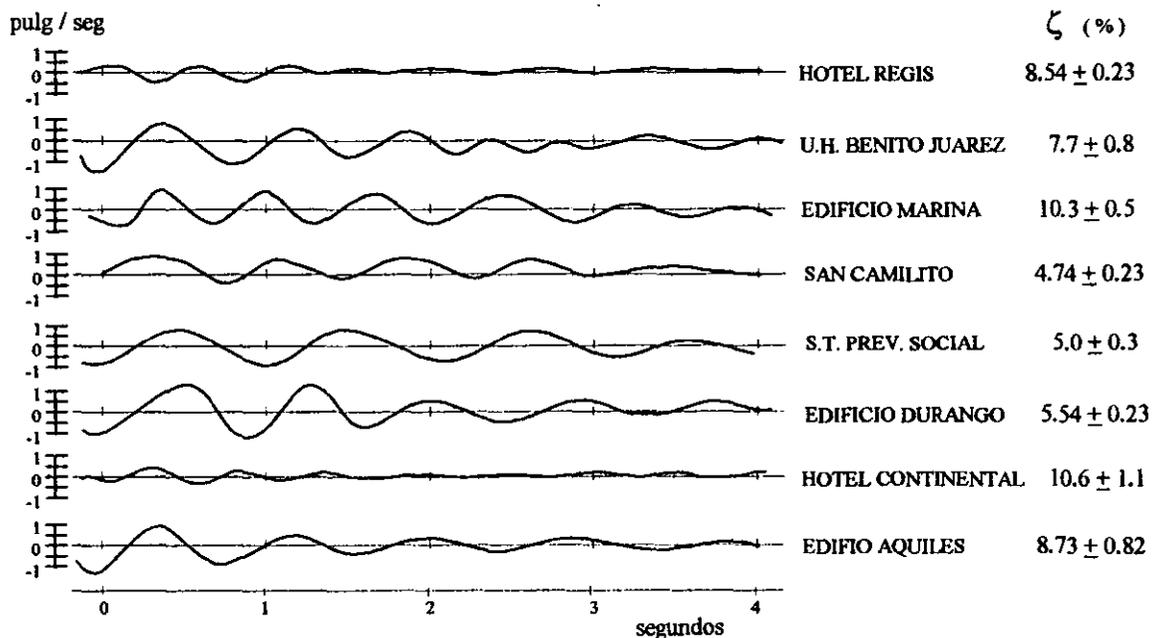
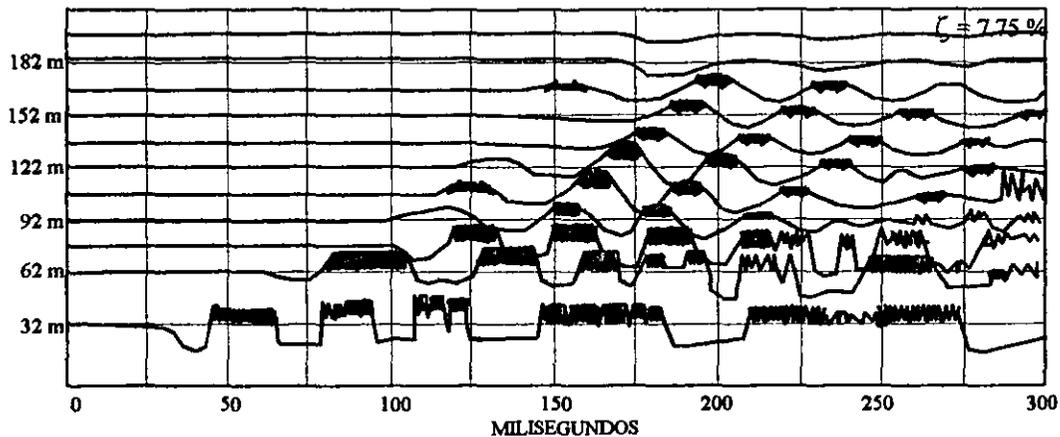


Figura III-18 Amortiguamiento de ondas superficiales calculado en diferentes sismogramas de velocidad de partícula.

Como se puede apreciar en las figuras anteriores, el amortiguamiento varió entre 4.74 y 10.6 %, correspondiendo los valores más pequeños a sitios con suelos muy blandos, con lo cual se puede concluir que los suelos más blandos presentan menores amortiguamientos y consecuentemente, se relacionan con el mayor número de daños.

Análisis espectral.

La componente vertical de los 8 sismogramas de velocidad de partícula en los cuales fue posible determinar el amortiguamiento, sirvieron para analizarlos a intervalos de 0.05 seg y obtener los espectros de respuesta para los amortiguamientos de 0, 2, 5, 10 y 20 %. Este proceso se realizó a través de la subrutina CPMAX elaborada por Idriss ( 1968 )

Las siguientes figuras muestran dichos espectros, en los que se puede apreciar los periodos dominantes de 0.5 a 1.0 seg , siendo un valor común el de 0.8 seg , lo cual corrobora los periodos de resonancia determinados anteriormente.

En algunos espectros fue posible observar además del periodo dominante, uno o dos periodos importantes comprendidos entre 0.4 y 1.1 seg.

La información obtenida de los periodos dominantes del terreno en la zona centro de la ciudad se comparó con la que se obtuvo la Fundación Barros Sierra durante el sismo del 8 de Febrero de 1988.

El análisis comparativo determinó muy poca variación, y comprobó que los periodos dominantes en la zona centro de la ciudad son inferiores a 1 seg.

Figura III-19 Demolición del Hotel Regis.

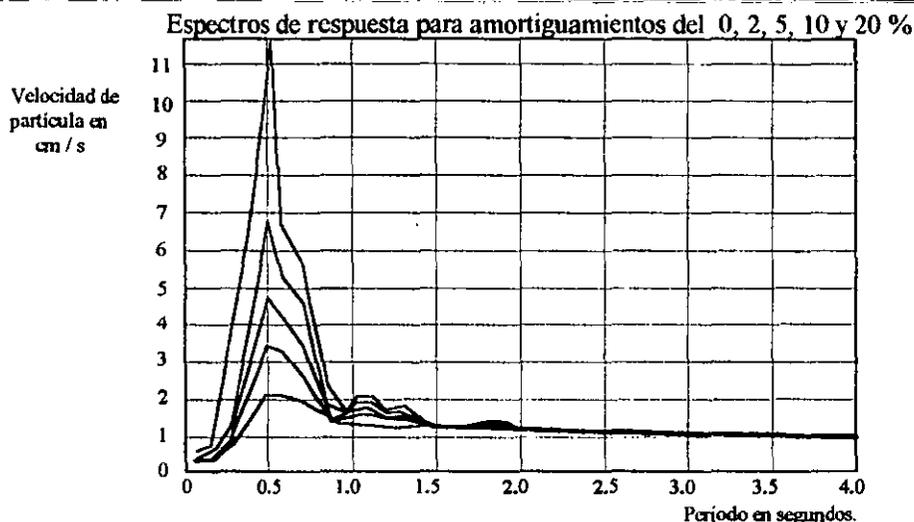


Figura III-20 Demolición del Mutifamiliar Benito Juárez.

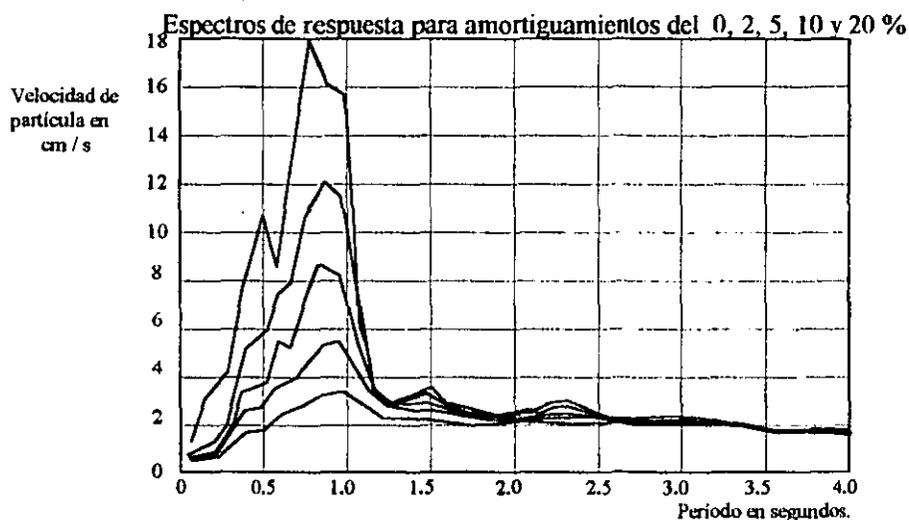


Figura III-21 Demolición del edificio de la Secretaría de Marina.  
Espectros de respuesta para amortiguamientos del 0, 2, 5, 10 y 20 %

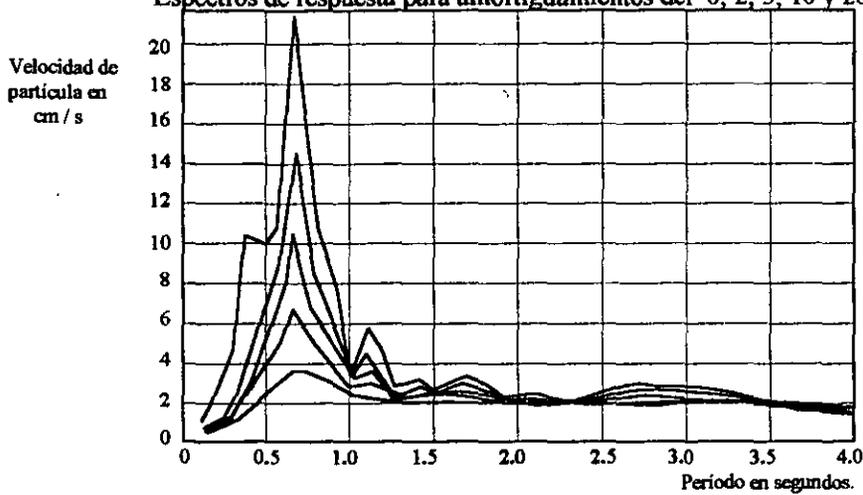


Figura III-22 Demolición del edificio San Camilito.  
Espectros de respuesta para amortiguamientos del 0, 2, 5, 10 y 20 %

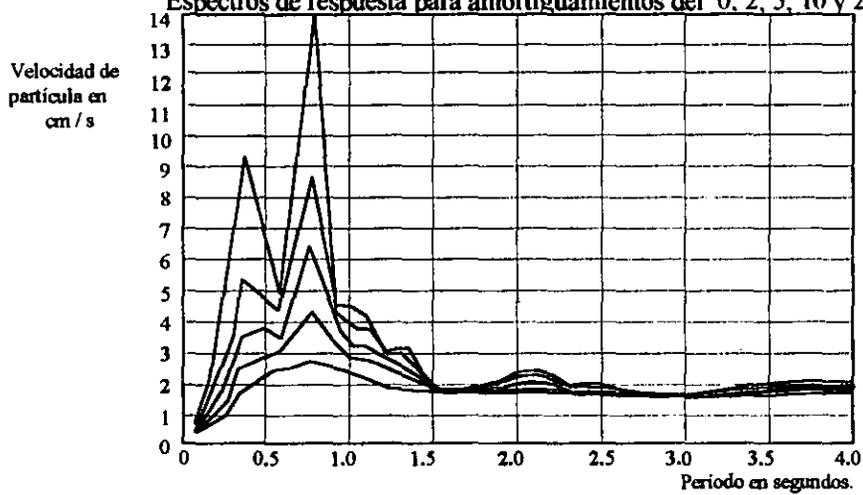


Figura III-23 Demolición del edificio de la Secretaría del Trabajo y Previsión Social.  
Espectros de respuesta para amortiguamientos del 0, 2, 5, 10 y 20 %

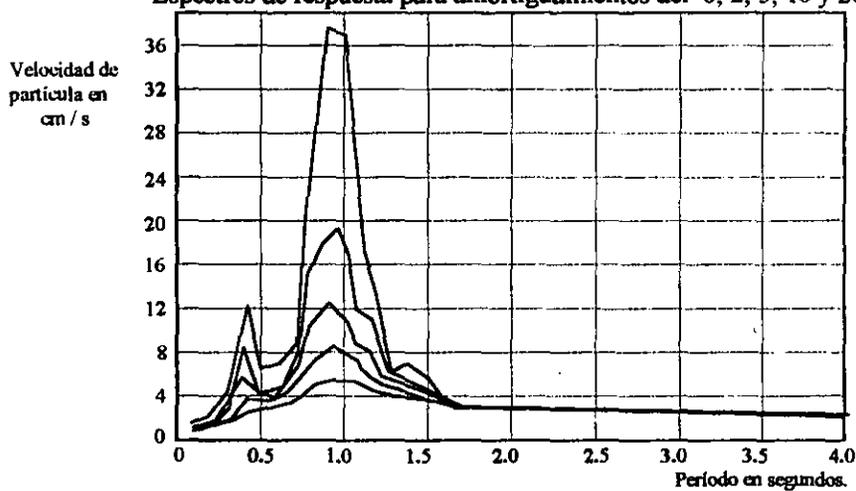


Figura III-24 Demolición del Hotel Continental.

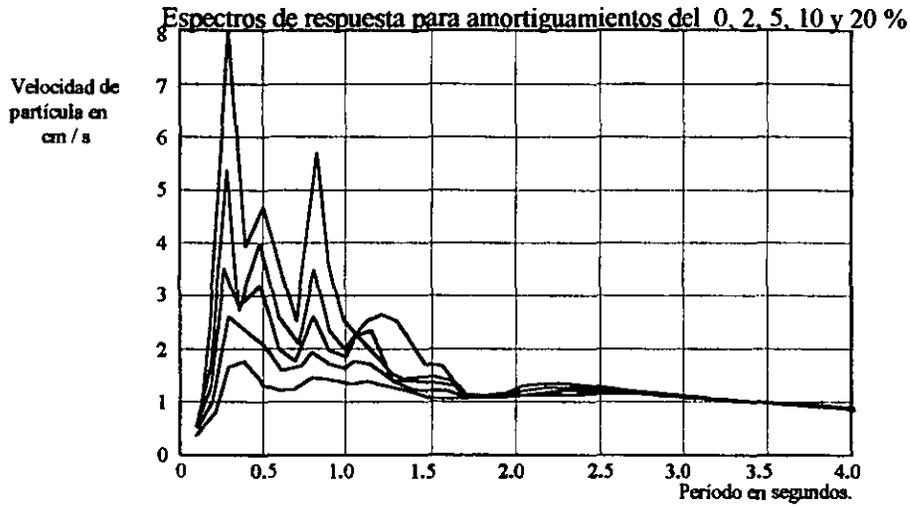


Figura III-25 Demolición del edificio de Durango.

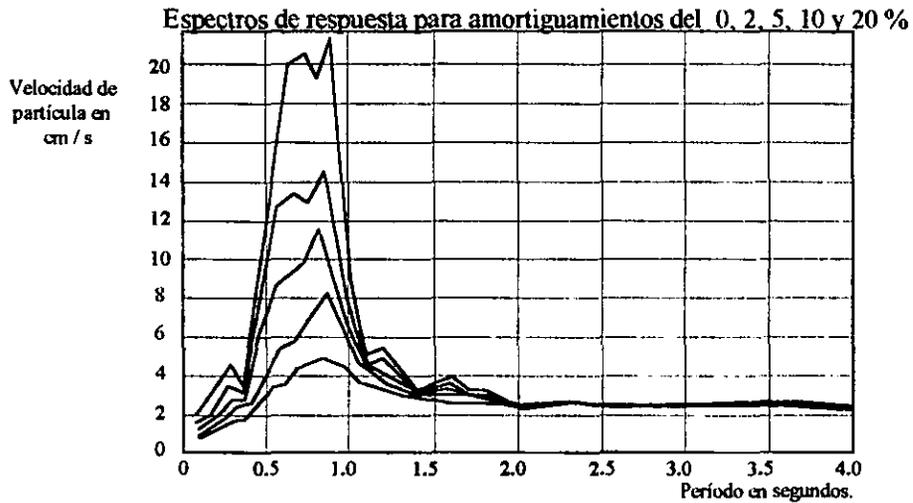
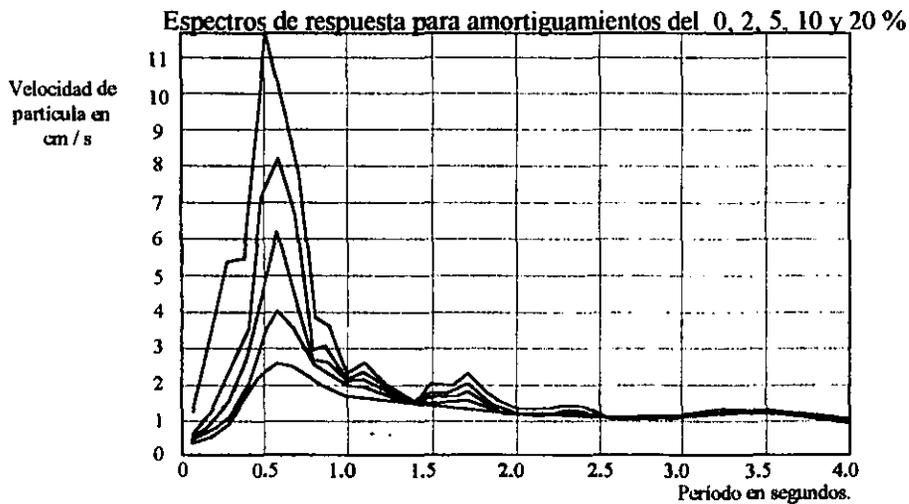


Figura III-26 Demolición del edificio de Aquiles Serdán.



### *Integración de los estudios geofísicos.*

El trabajo de integración consistió en agrupar coherentemente los diversos parámetros obtenidos con cada una de las técnicas geofísicas empleadas durante la exploración con el fin de acercarse lo más posible al estado real del subsuelo en las zonas exploradas.

#### *Area del lago de Texcoco.*

En esta porción del Valle de México el espesor de los depósitos lacustres crece considerablemente, dando lugar a una depresión basal de magnitudes importantes.

Los depósitos someros son fundamentalmente arcillosos, con resistividad menor a 5 ohm.m y velocidades de 250 a 1500 m/s que indican la alta plasticidad, gran contenido de agua y poca compactación.

De todas las áreas estudiadas, esta es la única que presenta resistividad menor a 1 ohm.m como consecuencia de la alta concentración salina de los depósitos más superficiales.

#### *Area del lago de Chalco.*

Los depósitos arcillosos de esta área presentan una velocidad de 250 a 1600 m/s como consecuencia de su estado suelto a poco compacto. En el centro del lago estos materiales alcanzan más de 400 m de profundidad, mientras que en las orillas se encuentran intercalados con restos de derrames basálticos.

En los primeros 30 m la estratigrafía y los parámetros elásticos de los suelos arcillosos son diferentes a los del lago de Texcoco y Ciudad de México, presentando la mayor velocidad transversal ( 290 m/s ) en los estratos superiores debido a la intercalación de delgadas capas arenosas.

Los depósitos aluviales que se encuentran debajo de estos materiales arcillosos, se localizan en las cercanías del Cerro de Xico y se extienden hacia el Sur; esta estructura se interrumpe en el Norte en una franja de dirección E-W interpretada como un bloque bajo que aparentemente forma una estructura tipo graben, tal como lo indican los niveles de isorresistividad aparente y las perforaciones profundas realizadas por la S.G.O. en Tláhuac ( 1969 ) y por PEMEX en Tulyehualco ( 1986 ).

#### *Area del lago de Xochimilco.*

Las dimensiones de esta área son menores a las del lago de Chalco, como también el espesor de los depósitos arcillosos que alcanzan su valor máximo en la parte central ( 320 m ); en la orillas del lago las arcillas se intercalan con restos de derrames basálticos, sobre todo en las cercanías con el Cerro de la Estrella, en donde la velocidad compresional llega a más de 2500 m/s.

En el centro del área lacustre las curvas de isorresistividad aparente indican una depresión de magnitudes importantes con dirección W-E , la cual posiblemente forma parte de la estructura tipo graben mencionada en el área de Chalco.

Al Occidente del Cerro de la Estrella, los depósitos arcillosos se comunican con los de la Ciudad de México a través de una franja de aproximadamente 2 km de ancho y profundidad variable ( 30 a 110 m ); esta depresión se ha manifestado como una zona de debilidad que de acuerdo con los daños ocurridos

durante los últimos sismos y las velocidades registradas, debe presentar un comportamiento dinámico similar al observado en la zona blanda de la Ciudad de México, por lo cual en el nuevo reglamento de construcciones se considera acertadamente este sitio como zona del lago.

#### Area metropolitana.

Las formaciones arcillosas que constituyen los suelos blandos de la ciudad, presentan resistividades y velocidades semejantes a las del lago de Texcoco. En los estratos del subsuelos los mínimos de resistividad indican el alto contenido arcilloso, así como la gran deformabilidad en sitios con valores menores a 5 ohm.m

En la parte central de la ciudad, las profundidades varían alrededor de los 25 m para la formación arcillosa superior y alrededor de los 60 m para la formación arcillosa inferior; ambas capas presentan homogeneidad en sus características elásticas, con relaciones de Poisson de 0.49 y velocidades transversales de 75 m/s para la formación arcillosa superior y 200 m/s para la formación arcillosa inferior.

En la base de la formación arcillosa superior se detectó por medio de los estudios de Cross-Hole una capa arcillo-arenosa que ocasiona cambios en las características elásticas del suelo, presentando velocidades transversales entre 133 y 150 m/s.

Los valores de amortiguamiento que fueron determinados con la oscilación libre del terreno durante los trabajos de demolición, oscilaron entre 4.74 a 10.6 % para la capa arcillosa superior, correspondiendo los coeficientes de menor valor a sitios de suelos muy blandos ( San Camilito y S.T.P.S. ). Por otra parte, los amortiguamientos internos calculados con para esta misma capa mediante el análisis de sismogramas de Cross-Hole, arrojaron valores comprendidos entre 4.46 y 6.33 % , lo cual verifica los valores anteriores y confirma que los suelos más blandos presentan los menores amortiguamientos.

La existencia de un paleocanal en la parte Norte y Oriente de la ciudad, cuya trayectoria incluye la unidad habitacional Nonoalco Tlatelolco y los límites Sur de los cerros de Zacatenco y Tepeyac, ha permitido la formación de una gruesa capa de arcillas en estos sitios que han sido identificados en todos los niveles de isorresistividad aparente y en las configuraciones del primero y segundo horizonte refractor sísmicos. Se piensa que este antiguo cauce que en algunos puntos tienen hasta 130 m de profundidad debió haberse formado por la acción erosiva de los ríos provenientes del N-W

En la parte Sur de la ciudad se localizaba un cauce proveniente del lago de Xochimilco, y que circunda en los extremos Norte y Poniente del Cerro de la Estrella, en la actualidad se encuentra relleno con depósitos arcillosos. Este antiguo cauce es muy estrecho, y cuenta con unos 2 km , lo cual provoca que las ondas hidrodinámicas o de seiche, que son las ondas de gravedad producidas en sedimentos saturados por la acción de sismos intensos, presenten aceleraciones más grandes que en otras partes del área lacustre, y por consiguiente causan mayores daños a las estructuras; esto se debe a la gran cantidad de energía que transportan las ondas hidrodinámicas y a su corta longitud de onda, la cual es aproximadamente de 60 m.

En la parte central de la ciudad y debajo de las capas arcillosas, existen dos estructuras geológicas importantes definidas por el relieve de los depósitos profundos, la primera es una subcuenca central formada posiblemente por la acción erosiva de varios ríos, mientras que la segunda estructura geológica

---

corresponde a un levantamiento tipo parteaguas que separa la subcuenca antes mencionada y el antiguo cauce que proviene del lago de Xochimilco.

La importancia dichas estructuras geológicas radica en que sobre ellas descansa gran parte de la infraestructura urbana en la cual han sido cuantificados los mayores daños durante los sismos intensos que ha sufrido la ciudad.

De acuerdo la interpretación de los niveles de resistividad aparente en el Peñón de los Baños ubicado en las cercanías del aeropuerto, se puede decir que es una estructura volcánica aislada que descansa sobre los depósitos arcillosos de la zona del lago.

Una situación similar es la que corresponde a al sitio de la Central de Abastos, que se ha considerado tradicionalmente como una región representativa de la zona de transición, en la cual los niveles de resistividad aparente y los estudios de Cross-Hole indican una extensión de capas arcillosas de la zona del lago, las cuales alcanzan espesores del orden de los 40 m conservando sus mismas propiedades elásticas.

Los niveles altos de resistividad que caracterizan al Peñón del Marqués en todos los niveles de resistividad elaborados, indican que los materiales volcánicos que lo forman continúan a profundidad hacia el SE hasta confundirse con la Sierra de Santa Catarina.

En lo que respecta al Cerro de Chapultepec, al igual que todos los que constituyen el Valle de México, se manifiestan en los niveles de resistividad aparente a través de altos resistivos, indicando que los derrames lávicos se continúan hacia el SW hasta confundirse con los cuerpos ígneos detectados por las perforaciones profundas de la S.G.O. ( 1969 ), los cuales se encuentran bajo la Formación Tarango en el Poniente de la ciudad.

Por otro lado, el Cerro de la Estrella es un aparato aislado con fuerte manifestación en los niveles de isorresistividad, indicando su continuidad vertical a profundidad; de todos los cerros que constituyen el Valle de México, éste es el de mayor importancia debido a que liga varias estructuras geológicas como son:

El bloque bajo del lago de Texcoco, ubicado al NE.

La planicie de la Ciudad de México, localizada al Norte y NW

La franja arcillosa que comunica superficialmente los lagos de Xochimilco y Texcoco, ubicados al Oeste.

El lago de Xochimilco al SW.

La depresión tipo graben que une los lagos de Chalco y Xochimilco situada al Sur y SE.

El estrecho natural ubicado al Este, y que separa a este cerro de la Sierra de Santa Catarina, y que comunica a profundidad los lagos de Texcoco y Xochimilco.

Ante eventos sísmicos la importancia del Cerro de la Estrella es aún mayor, ya que el movimiento se transmite a bajas frecuencias a través de los horizontes arcillosos que lo rodean, con lo cual constituye una fuente de generación y disipación de las ondas hidrodinámicas que afectan a la zona Sur de la ciudad.

---

**Comentarios y conclusiones.**

De todos los resultados que se derivaron de los estudios geofísicos realizados en el Valle de México, los más sobresalientes se enumeran a continuación.

1. La formación arcillosa superior que sobreyace a la capa dura y sobre la cual descansa gran parte de la ciudad, está constituida por dos capas blandas con características elásticas diferentes. La primera de estas se encuentra debajo de la costra superficial denominada capa arcillosa superior está constituida por arcilla, y cuenta con un espesor promedio de 25 m en la zona centro; la segunda capa denominada capa arcillo-arenosa se encuentra localizada debajo de la capa anterior y sobre la capa dura.
2. La depresión arcillosa central o subcuenca central es una estructura muy importante desde el punto de vista geotécnico, ya que en este sitio incluyendo sus límites, se han presentado los mayores daños en los sismos de 1957, 1979 y 1985. Las capas arcillosas que conforman esta estructura tienen en sus primeros 25 m (capa arcillosa superior) una velocidad transversal de 70 m/s., una relación de Poisson de 0.49, y un amortiguamiento interno que varía entre 4.46 y 10.6 %, que corresponden a un suelo blando de alta deformabilidad.
3. La capa arcillo-arenosa registrada en 4 de los estudios de Cross-Hole y que subyace a la capa arcillosa superior, se engrosa hacia el Sur y Poniente de la ciudad, en donde forma una estructura semejante a la de un playón de arenas finas.
4. Al Poniente del Cerro de la Estrella, entre las calzadas Ermita Iztapalapa y Miguel Angel de Quevedo, se detectó un importante cuerpo arcilloso de aproximadamente 4 km<sup>2</sup> que debió ser el causante de los grandes daños ocurridos en los sismos de 1979 y 1985. Este cuerpo forma parte de un antiguo cauce que comunicaba los lagos de Xochimilco y Texcoco a través de una franja de aproximadamente 2 km de ancho, sobre el cual fueron registradas las mayores aceleraciones durante el sismo del 8 de Febrero de 1988.
5. En la parte Sur de la cuenca existe una gran depresión rellena de arcillas y detriticos que da lugar a los lagos de Chalco y Xochimilco. Esta fosa presenta una dirección E-W con una fuerte anomalía geofísica indicada con los niveles de isorresistividad aparente, la cual posiblemente está conformada por una estructura tipo graben.
6. La franja que separa al Cerro de la Estrella y la Sierra de Santa Catarina representa una zona de debilidad sobre la cual debió formarse un estrecho natural que comunicaba a los lagos de Xochimilco y Texcoco.
7. Las velocidades de propagación de las ondas primarias o compresionales (  $V_p$  ) y de las ondas secundarias o de corte (  $V_s$  ) de cada uno de los estratos que conforman la zona del lago en la zona centro de la ciudad, se mantienen dentro de un intervalo de poca variación, por lo cual dichas propiedades pueden considerarse prácticamente constantes y extrapolarse a otros sitios preconsolidados.
8. Los resultados obtenidos con los estudios sísmicos de refracción y los estudios de Cross-Hole en las zonas lacustres de Chalco y Xochimilco, indican una total diferencia tanto en su

comportamiento dinámico como en su estratigrafía en relación con los efectuados en la zona centro de la ciudad, en la cual los estratos detectados tienen una menor velocidad de propagación, un menor amortiguamiento interno, y las capas arcillosas son más blandas y compresibles.

9. Durante la demolición de los edificios dañados se presentaron sólo dos casos protestas de la población por los daños que esto ocasionó; coincidentemente en estos dos sitios en donde se encontraban los edificios de San Camilito y S.T.P.S. correspondieron a los menores amortiguamientos del terreno ( 4.74 y 5 % respectivamente ), por lo cual se confirma que los suelos más blandos tienen menores amortiguamientos internos, lo que indica un mayor número de daños en estos sitios.
10. Los períodos fundamentales de vibración (  $T_r$  ) de la capa arcillosa superior en la zona centro de la Ciudad de México varían entre 0.5 y 1.0 seg. Estos valores se correlacionan favorablemente con los obtenidos en estudios de Cross-Hole a partir de la relación  $T_r = 4H/ V_s$  , que involucra el espesor " H " y la velocidad transversal "  $V_s$  " de cada una de las capas.
11. Las ondas hidrodinámicas y superficiales que se propagan en la capa arcillosa superior durante sismos intensos, presentan longitudes de onda de aproximadamente 60 m , y ocasionan fuertes aceleraciones en estructuras geológicas estrechas, tal es el caso de las que están ubicadas al Oriente y Poniente del Cerro de la Estrella.
12. En la parte central de la ciudad, bajo la secuencia de capas arcillosas, aparecen dos estructuras geológicas importantes originadas por el relieve de los depósitos profundos: una subcuenca central, formada posiblemente por la acción erosiva de varios ríos, y una elevación tipo parteaguas que separa la depresión anterior del cauce proveniente del lago de Xochimilco.
13. La potencia de los depósitos arcillosos en el área del lago de Texcoco que se observa en todos los niveles de resistividad y en los perfiles sísmicos de refracción, confirman la hipótesis de que esta área constituye el bloque bajo de una fosa tectónica.
14. El Peñón de los Baños es una estructura aislada que descansa sobre los horizontes arcillosos de la zona del lago.
15. De acuerdo con las mediciones de resistividad, los derrames lávicos del Cerro de Chapultepec se continúan a profundidad hacia el SW.
16. El Cerro de la Estrella es una estructura importante que se continúa a profundidad y constituye un punto de unión común con otras estructuras geológicas importantes.
17. El Peñón del Marqués es una estructura enraizada cuyos derrames se continúan hacia el SE hasta confundirse con los derrames de la Sierra de Santa Catarina.

## **Capítulo IV**

### **Métodos de exploración y muestreo en los suelos.**

- *Introducción*
- *Tipos de sondeos.*
  - a) *Sondeos de exploración.*
  - b) *Sondeos alterados.*
  - c) *Sondeos inalterados.*
- *Conservación de las muestras y preparación de especímenes.*
- *Técnicas de perforación.*
  - a) *Perforación en suelos blandos.*
  - b) *Perforación en suelos duros.*
- *Tipos de brocas para la perforación de suelos.*

---

## Capítulo IV Métodos de exploración y muestreo en los suelos.

### *Introducción.*

El reconocimiento geológico de un sitio en particular es necesario para conocer las características generales del subsuelo y para evaluar a grandes rasgos los posibles problemas que puedan presentarse durante el diseño y construcción de las obras de Ingeniería.

La información geológica que se requiere para los proyectos geotécnicos es la siguiente :

*Estratigrafía.* Se determinará el espesor, características y origen de los estratos más significativos del subsuelo; también es importante definir el espesor de los rellenos artificiales y su compacidad.

*Discontinuidades.* Algunas estructuras geológicas pueden presentar fracturamientos que podrían generar superficies de falla y bloques inestables, como en el caso de las tobas de la zona de lomas; en esta zona también debe investigarse con detalle la existencia de cavidades artificiales, túneles y galerías de minas antiguas que también causan condiciones de inestabilidad.

*Geomorfología.* La evolución geológica de los cauces y barrancas han formado diversas condiciones del subsuelo al pie de la zona de lomas, encontrándose desde suelos arcillosos blandos hasta aluvión suelto, lahares y aún morrenas; el reconocimiento geológico debe advertir sobre estas condiciones estratificadas.

*Hidrología.* Se requiere estudiar las condiciones del flujo superficial y subterráneo, comprobando la existencia de mantos freáticos colgados.

*Condiciones inestables.* Es necesario identificar los sitios en donde pudieran desarrollarse condiciones de inestabilidad en cortes y taludes; este fenómeno puede estar asociado a la pérdida de humedad en los cortes expuestos, así como a la disminución de la resistencia al corte por humedecimiento del suelo.

Por otro lado, antes de realizar los estudios geotécnicos, se debe recabar y analizar la información que ha sido elaborada durante los estudios geológicos con el fin de utilizarla adecuadamente para la solución de problemas específicos del proyecto en estudio; con base en esta información y recabando los datos que no estén contemplados, es posible plantear un programa eficiente de exploración y muestreo del suelo, con el fin de obtener una mejor calidad en las muestras y tratar de que estas sean lo más representativas de la zona en estudio.

### *Tipos de sondeos.*

En general existen tres tipos de sondeos que son :

- a) Los sondeos de exploración.
- b) Los sondeos alterados.
- c) Los sondeos inalterados.

### *a) Sondeos de exploración.*

Los sondeos de exploración son aquellos que permiten definir la estratigrafía de un sitio e interpretar su comportamiento bajo las acciones que se le impongan, las técnicas que se emplean para este tipo de exploración son :

El cono eléctrico. ( cono estático )  
El método de penetración estándar.

En la Ciudad de México el cono eléctrico ha hecho un excelente trabajo en los suelos blandos y el método de penetración estándar en los suelos granulares, pero en suelos blandos este último método no es muy confiable.

#### Cono eléctrico.

El objetivo de esta técnica de exploración es determinar con la profundidad la resistencia a la penetración de punta y fricción del cono, e interpretar estos parámetros con la finalidad de definir con precisión los cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

El cono eléctrico es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos ( strain gages ); usualmente tiene una capacidad de carga de 2 ton y una resolución de  $\pm 1$  kg, pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar capacidades de hasta 5 ton y resolución de  $\pm 2$  kg

La señal de salida del cono se transmite a la superficie por medio de cables, posteriormente la recibe un aparato receptor y la transforma en una señal digital, una impresión numérica o directamente en una gráfica.

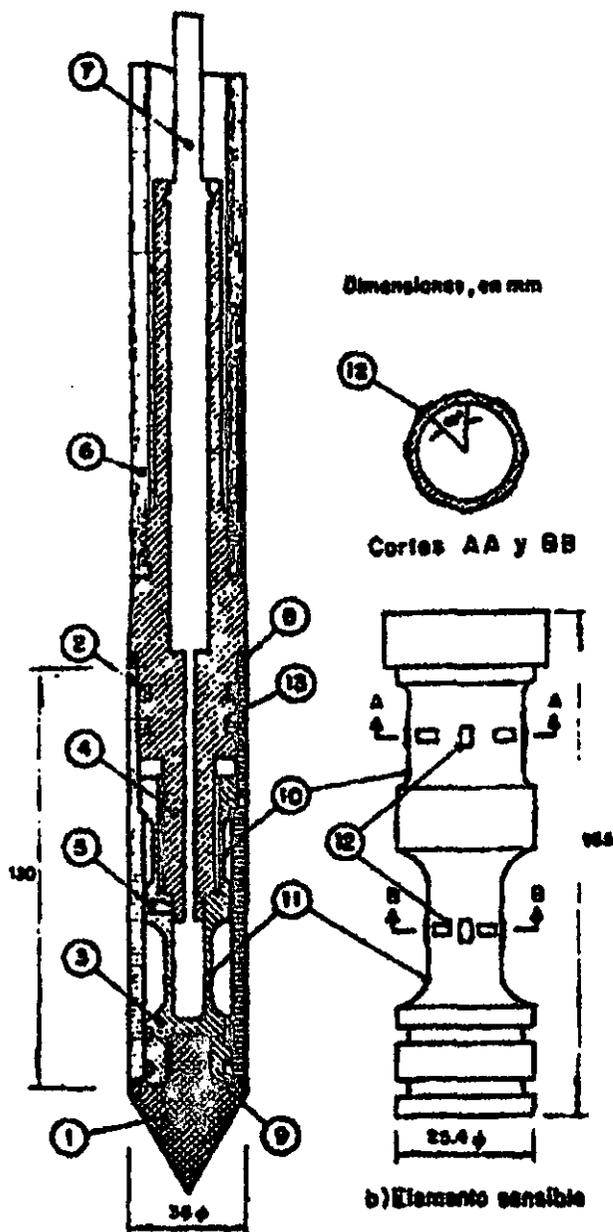
El cono se hinca en el terreno empujándolo con una columna de barras de acero que están unidas a un sistema hidráulico que controla la velocidad de penetración.

Generalmente la velocidad del hincado es de 1 cm/s para las arcillas de la Ciudad de México, pero es admisible operarlo a 2 cm/s sabiendo que se obtienen valores ligeramente más altos.

En la siguiente figura se muestra esquemáticamente dicho instrumento, el cual tiene 3.6 cm de diámetro exterior ( aunque para suelos blandos se ha utilizado hasta de 7.0 cm ) y una punta cónica con un ángulo de ataque de  $60^\circ$  la cual se hinca a presión.

Se puede observar en esta figura que la fuerza que se desarrolla en la punta cónica "  $q_c$  " ( 1 ) se mide en la celda inferior ( 2 ) , y que la que se desarrolla en la funda de fricción "  $f_s$  " ( 3 ) se mide en la celda superior ( 4 ).

También se presenta la interpretación estratigráfica de un sondeo realizado con este instrumento en la zona del lago; sólo se presenta la variación de la resistencia a la penetración del cono, ya la utilización de la variación de la fuerza de fricción es incierta para la interpretación estratigráfica en los suelos cohesivos.



a) Conjunto

- 1 cono (60°, φ 25 mm, 10.18 cm<sup>3</sup>)
- 2 funda de fricción (φ 25 mm, 14702 cm<sup>3</sup>)
- 3 elemento sensible (bronce SAE-64)
- 4 pieza de empuje
- 5 perno de sujeción (3 @ 120°)
- 6 cono exterior o la tubería E'W
- 7 cable conductor blindado de 2 hilos
- 8 sello de silicona blanca
- 9 roldano de bronce
- 10 colina de fricción
- 11 collar de punta
- 12 determinadores eléctricos
- 13 tiro-sello

Figura IV-1 Corte transversal del penetrómetro eléctrico.

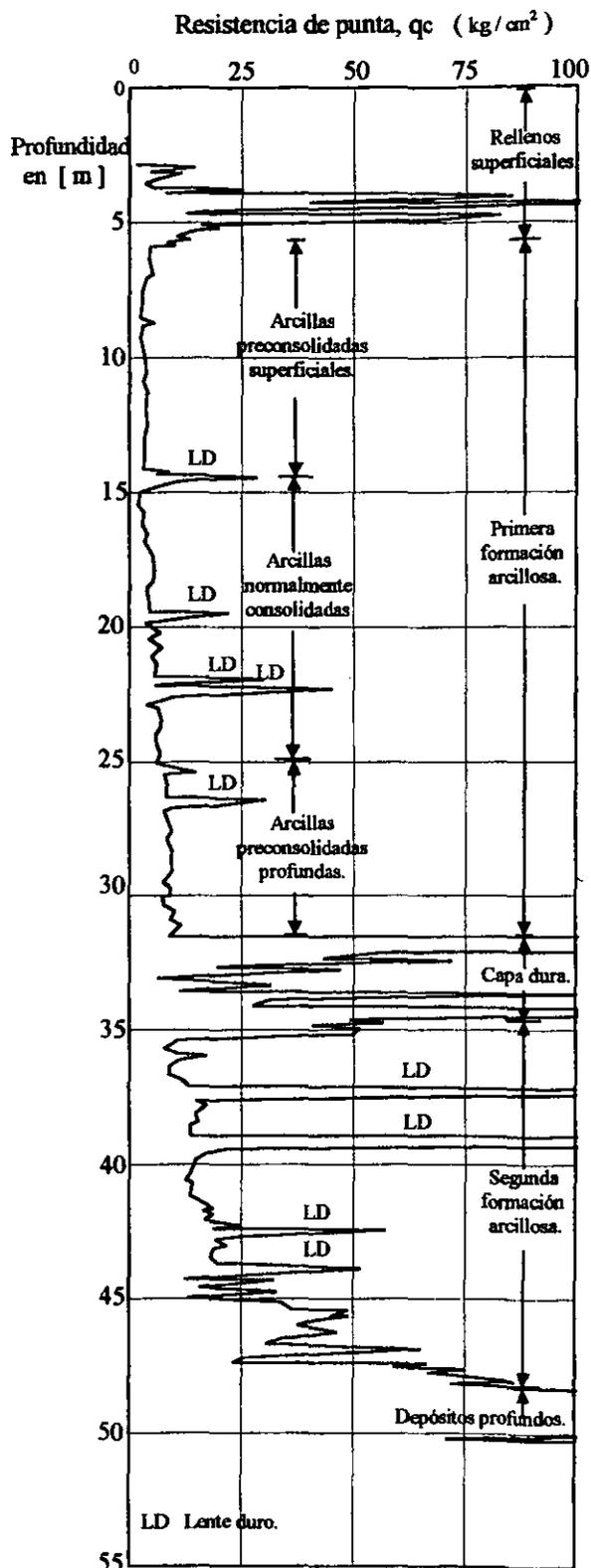


Figura IV-2 Sondeo en el centro de la Ciudad de México.

La estratigrafía de un sitio se puede determinar de manera indirecta mediante correlaciones empíricas como las de las siguientes figuras, la primera obtenida por Sanglerat y las otras por Schmertmann.

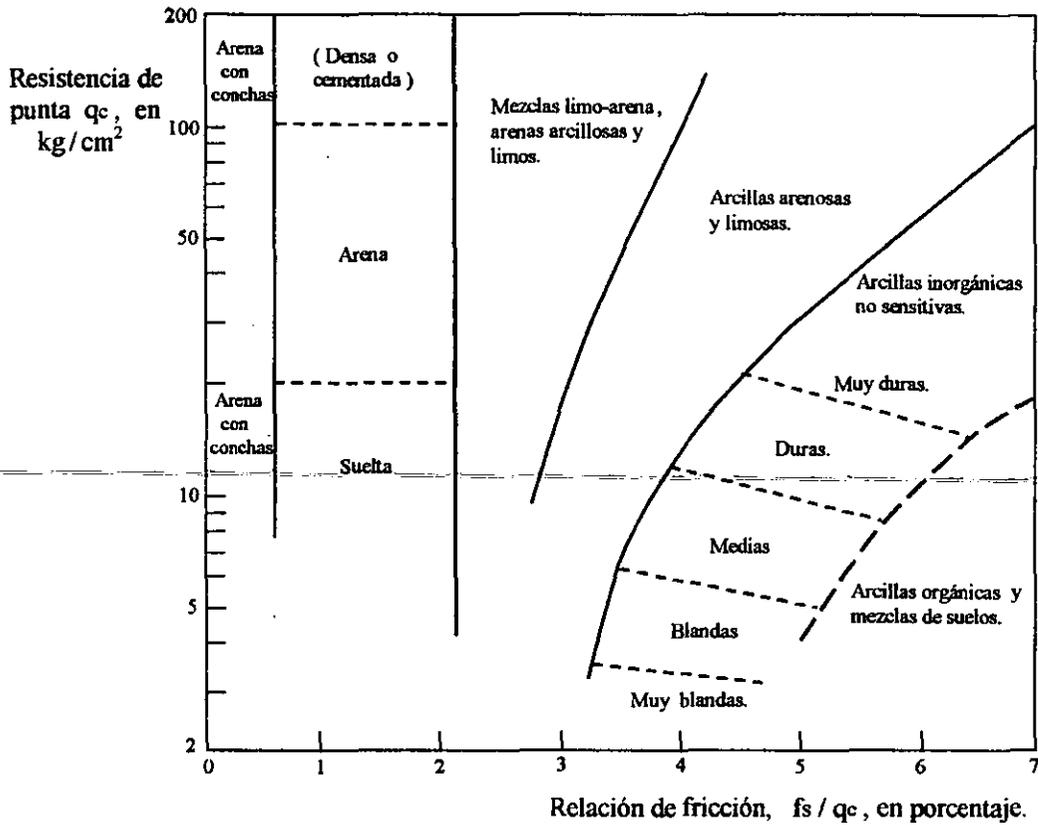


Figura IV-3 Clasificación de los suelos con penetrómetro estático.

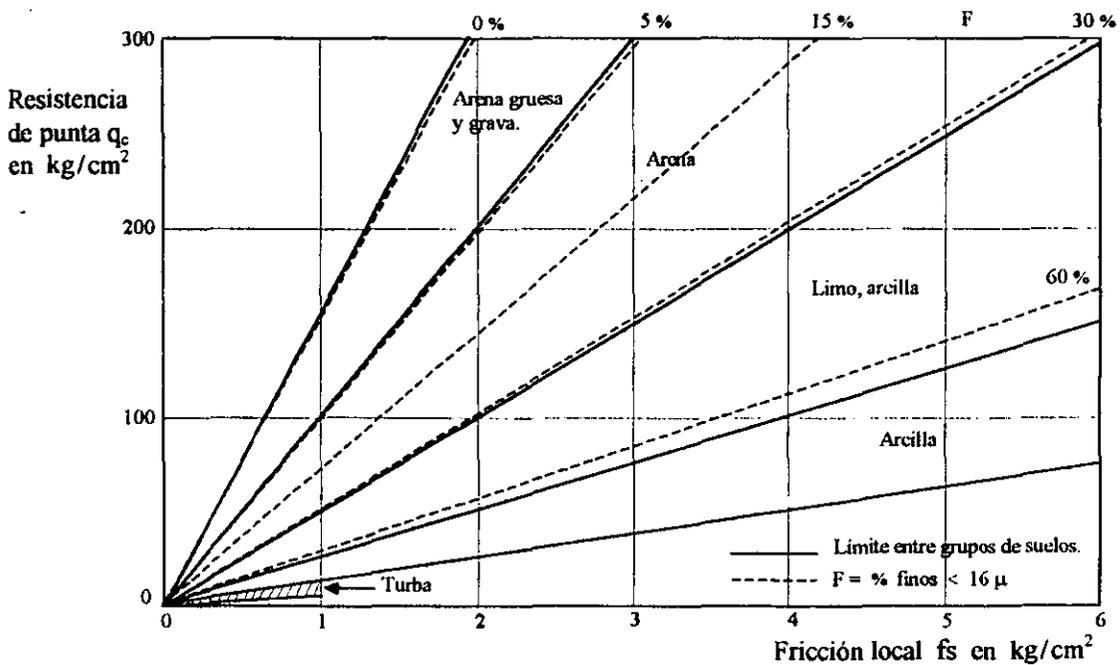


Figura IV-4 Clasificación de los suelos con penetrómetro estático.

La resistencia del suelo se obtiene con procedimientos diferentes de acuerdo al tipo de suelo.

Para el caso de los suelos cohesivos, la resistencia al corte no drenada se puede calcular aproximadamente con la siguiente expresión :

$$C_{uu} = q_c / N_k$$

- $C_{uu}$  Resistencia al corte no drenada en  $\text{ton/m}^2$
- $q_c$  Resistencia de punta del cono en  $\text{kg/cm}^2$
- $N_k$  Coeficiente de correlación.

Tabla IV-1 Valores del coeficiente  $N_k$  determinados para los suelos de la Ciudad de México.

Tipo de suelo.	$q_c$ [ $\text{kg/cm}^2$ ]	Prueba		Torcómetro		Penetrómetro de bolsillo.
		Triaxial UU	Compresión simple.	Lab.	Campo	
Costra seca.	$5 < q_c < 10$	$q_c / 14$	$q_c / 20$	-	-	-
Arcillas blandas.	$q_c > 5$	$q_c / 13$	$q_c / 16$	$q_c / 12$	$q_c / 14$	-
Limos arcillosos duros.	$q_c > 10$	$q_c / 24$	$q_c / 54$	-	-	$q_c / 29$

Los valores del coeficiente  $N_k$  están basados en un número reducido de sondeos inalterados, por lo cual deben utilizarse con reserva y de preferencia deben ratificarse con sondeos inalterados.

Para el caso de los suelos friccionantes, existen correlaciones entre la resistencia a la punta del cono y la compacidad relativa de arenas finas.

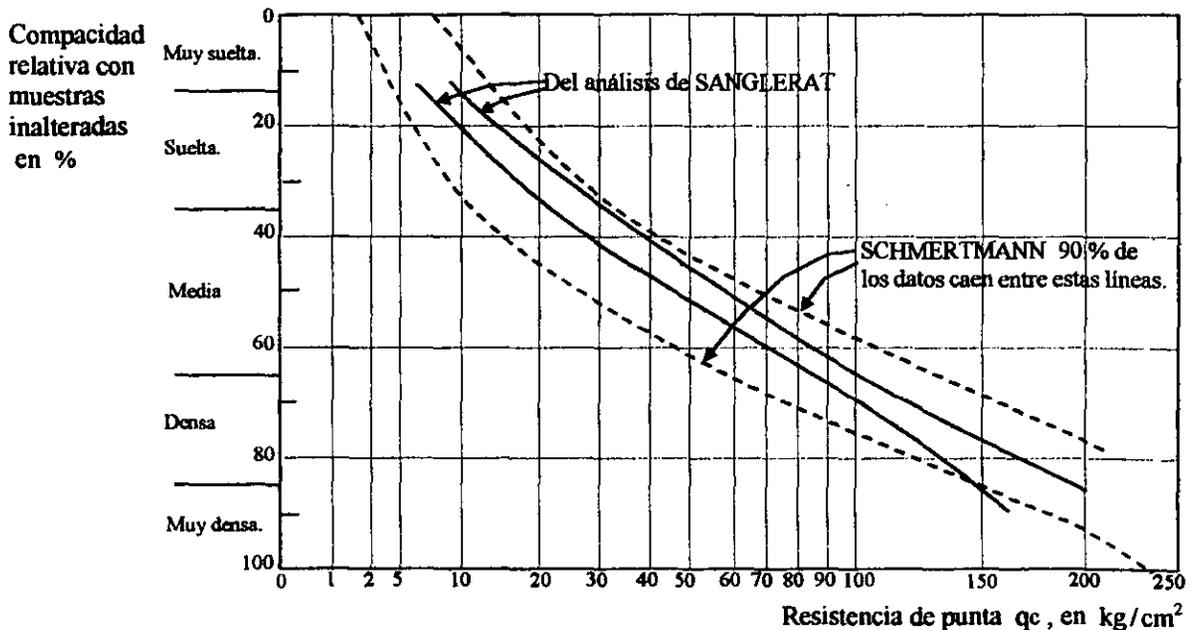


Figura IV-5 Correlaciones entre la resistencia de punta y la compacidad relativa.

También existen correlaciones para los suelos friccionantes, entre el valor del ángulo de fricción interna  $\phi$  que se emplea en las fórmulas de capacidad de carga, en función de  $q_c$  y  $\sigma_o'$ , donde  $\sigma_o'$  es el esfuerzo vertical efectivo, tal como se puede apreciar en la siguiente gráfica.

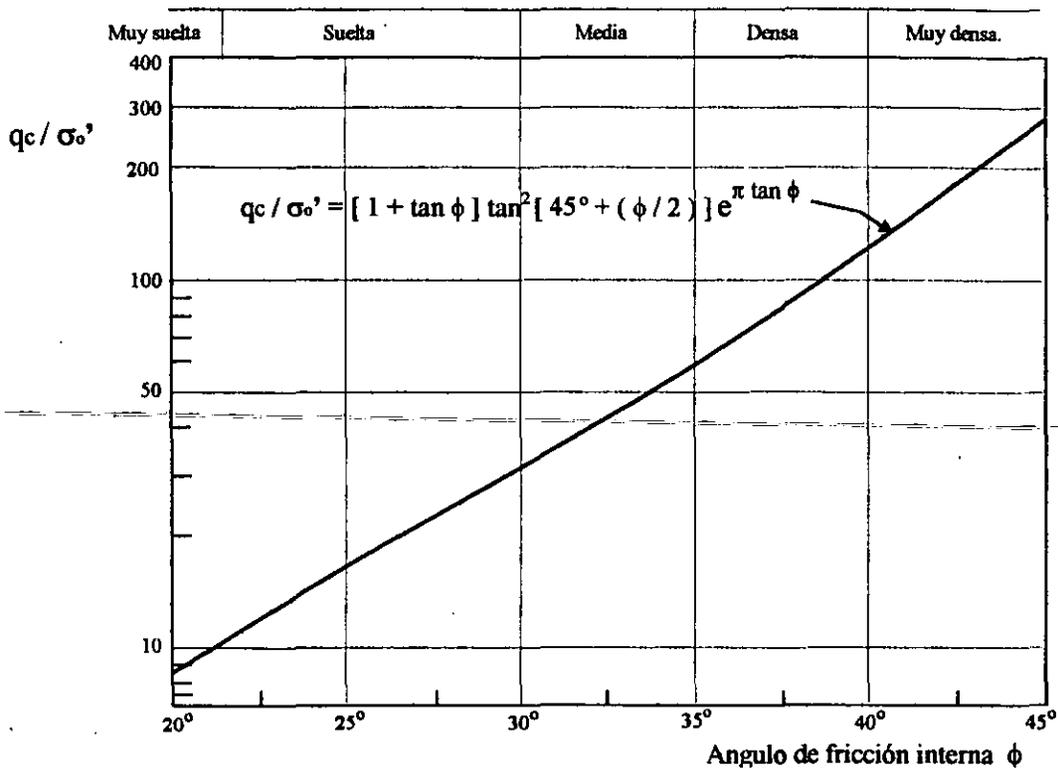


Figura IV-6 Correlaciones de la resistencia de punta y el ángulo  $\phi$  de arenas.

Para los suelos cohesivos-friccionantes, se deben determinar dos valores de la resistencia de punta cercanos que correspondan al mismo estrato ( $q_{c1}$  y  $q_{c2}$ ). Así se pueden plantear dos ecuaciones de la capacidad de carga última, que al considerarse simultáneas resultan :

$$\phi = \tan^{-1} [ ( q_{c2} - q_{c1} ) / ( \gamma \{ z_2 - z_1 \} N_q ) ]^{-1}$$

$$c = [ ( q_{c1} + q_{c2} ) - \gamma N_q ( 1 + \tan \phi ) ( z_1 + z_2 ) ] / [ 2 N_c ( 1 + N_q / N_c ) ]$$

donde :

- c y  $\phi$  son parámetros de resistencia del suelo.
- $q_{c1}$  y  $q_{c2}$  son valores de resistencia de punta cercanos ( $q_{c2} > q_{c1}$ )
- $z_1$  y  $z_2$  son las profundidades de medición
- $N_c$  y  $N_q$  son coeficientes de capacidad de carga

siendo :

$$N_c = ( N_q - 1 ) / \tan \phi$$

$$N_q = [ q_{c2} - q_{c1} ] / [ \gamma ( 1 + \tan \phi ) ( z_2 - z_1 ) ]$$

Esta última ecuación se resuelve simultáneamente junto con la primera ecuación por medio de aproximaciones sucesivas, para esto se propone un valor de  $\phi$  y se calcula  $N_q$  con la última ecuación, con este valor se comprueba el valor de  $\phi$  antes supuesto; este último valor se toma como el valor inicial y se repite el cálculo que converge en dos o tres iteraciones.

Se ha comprobado que la prueba de penetración con cono eléctrico es la técnica de exploración de suelos más eficiente y económica en la actualidad.

Método de penetración estándar.

La prueba de penetración estándar ( STP por sus siglas en inglés ) permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo relacionando el número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro estándar, y con ayuda de correlaciones empíricas; además este método permite obtener muestras alteradas que sirven para identificar la estratigrafía del sitio; estas muestras alteradas también sirven para obtener algunas propiedades índice tales como: el contenido natural de agua y los límites de consistencia.

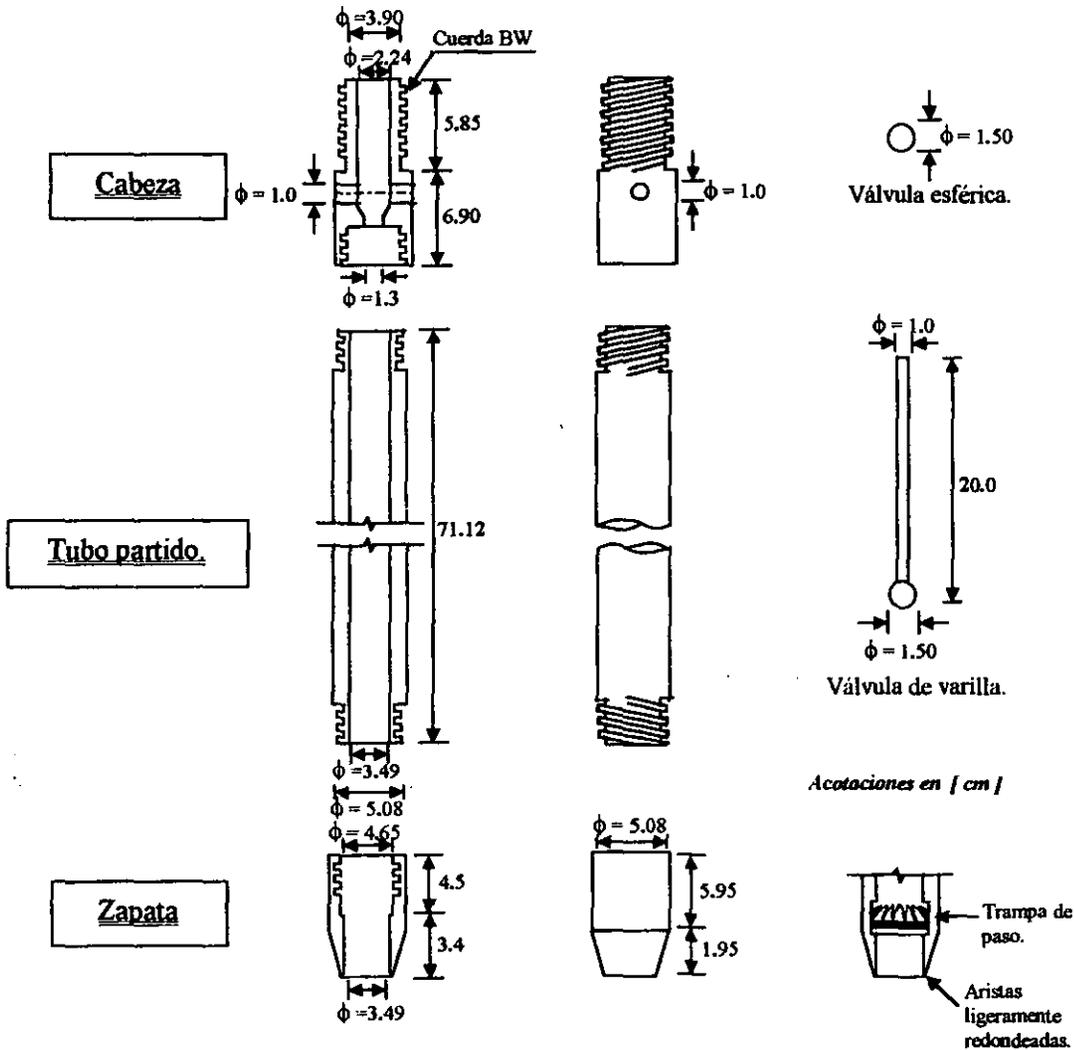


Figura IV-7 Penetrómetro estándar.

Esta técnica es muy útil en suelos granulares en los que prácticamente es casi imposible el muestreo inalterado; en los suelos cohesivos blandos como los de la Ciudad de México no es recomendable, ya que las correlaciones con el número de golpes son poco confiables.

El penetrómetro estándar está constituido por un tubo de acero con un extremo afilado, el tubo debe estar cortado longitudinalmente para facilitar la observación de la muestra. La válvula en la cabeza del muestreador permite la salida del azolve y evita que la muestra se salga del tubo; opcionalmente se utiliza una trampa de paso para retener las muestras.

El penetrómetro se coloca en el extremo inferior de una columna de barras de perforación de diámetro AW o BW, mientras que el golpeador se encarga de hincar el muestreador mediante de los impactos de un martinete de 64 kg que se deja caer libremente desde una altura de 75 cm y que golpea a un yunque incorporado a las barras de perforación, la masa golpeadora se levanta con un malacate de fricción tal como se ilustra a continuación.

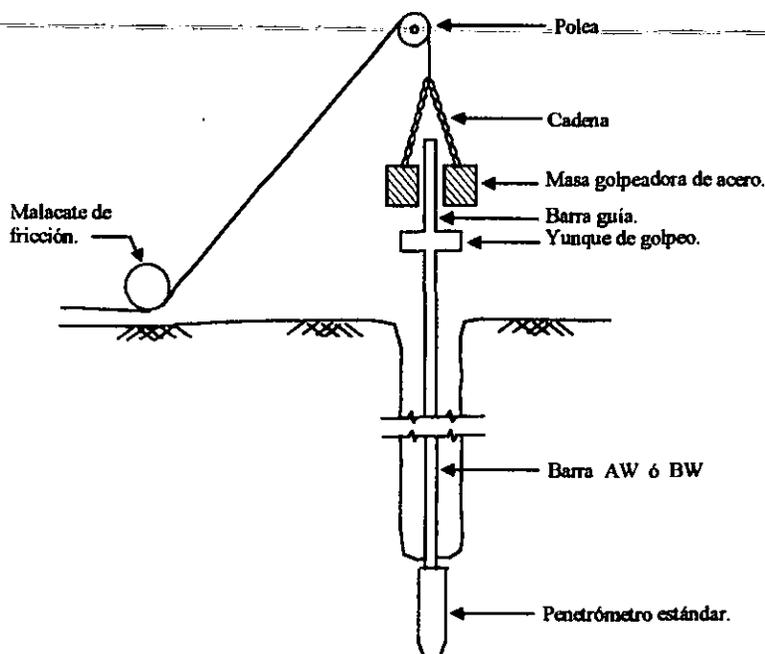


Figura IV-8 Prueba de penetración estándar.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 45 cm, y durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los tres avances de 15 cm; la resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes  $N$  necesarios para penetrar los últimos 30 cm, ya que los primeros 15 cm se desprecian debido a que se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación.

La interpretación de los resultados de la prueba se hace a partir de relaciones empíricas; es conveniente aclarar que ninguna de ellas ha sido comprobada para los suelos de la Ciudad de México, y que para los suelos más blandos del lago el penetrómetro se hince por su propio peso, por lo cual no se pueden establecer correlaciones ante la baja resistencia al corte de estas arcillas ( $N = 0$ )

Por lo anterior las correlaciones que se describen a continuación deben aplicarse como una mera aproximación y deben comprobarse por medio de la aplicación de métodos de muestreo inalterado.

Para el caso de los suelos cohesivos la resistencia al esfuerzo cortante puede estimarse por medio de la siguiente tabla propuesta por Terzaghi y Peck.

Tabla IV-2 Correlaciones entre  $N$ ,  $q_u$  y la consistencia relativa del suelo cohesivo.

Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Dura	Muy dura	Durísima
$N$	< 2	2.0 a 4.0	4.0 a 8.0	8.0 a 15.0	15.0 a 30.0	> 30.0
$q_u$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	< 0.25	0.25 a 0.5	0.5 a 1.0	1.0 a 2.0	2.0 a 4.0	> 4.0

Con el valor de la resistencia a la compresión simple  $q_u$  obtenida anteriormente, se puede determinar la resistencia al corte ( $c = q_u / 2$ )

Y para los suelos granulares, se presenta la siguiente gráfica que correlaciona el número de golpes  $N$  necesarios para hincar el penetrómetro 30 cm y el ángulo de fricción interna.

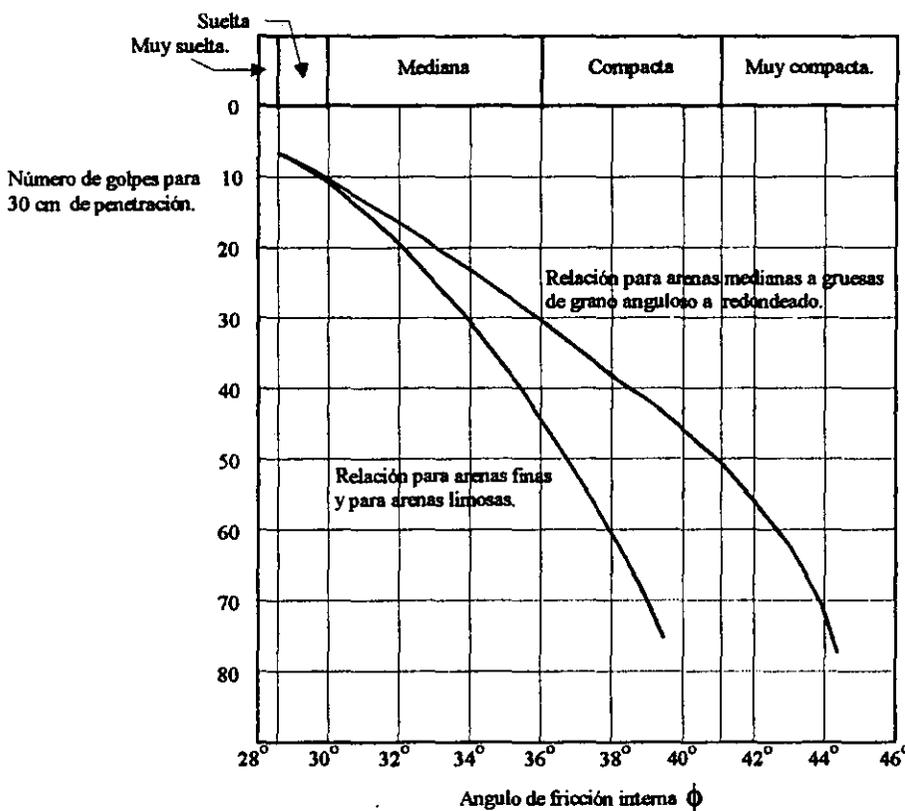


Figura IV-9 Correlaciones entre el número de golpes para 30 cm de penetración y el ángulo de fricción interna de las arenas.

La gráfica anterior no toma en cuenta la influencia de la presión vertical sobre el número de golpes, que se ha demostrado que es un factor importante el cual influye en los resultados; en la siguiente figura se presentan los resultados experimentales que demuestran que a un número de golpes en la prueba de penetración estándar corresponden diferentes compacidades relativas según sea la presión vertical actuante sobre la arena.

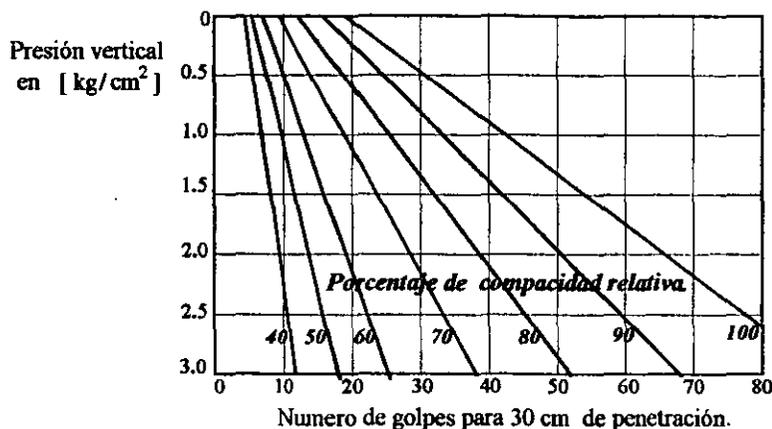


Figura IV-10 Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compactación relativa para arenas.

La estratigrafía de un sitio se define a partir del número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro los últimos 30 cm (ya que los 15 cm iniciales no se consideran representativos de la prueba), ó obteniendo por extrapolación en los casos de suelos duros en los que no se puedan alcanzar los 45 cm de penetración, y con ayuda de la clasificación de suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), tal como se muestra en la siguiente figura.

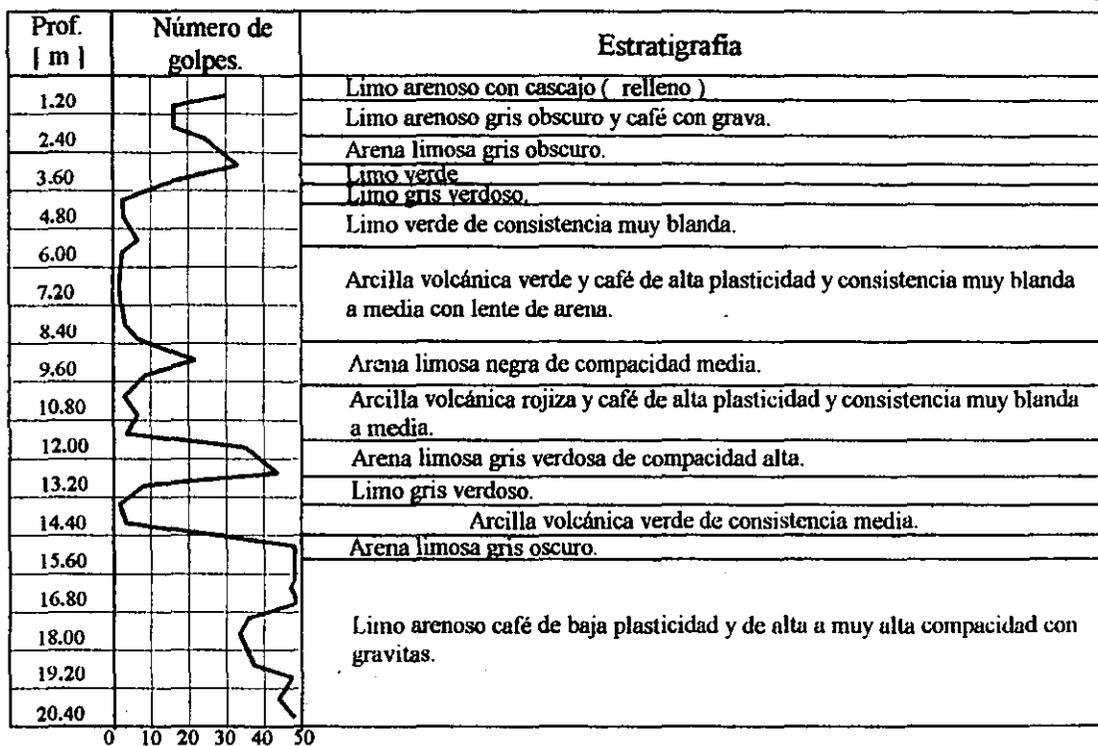


Figura IV-11 Perfil estratigráfico en la zona de transición interestratificada.

En conclusión el método de penetración estándar es aplicable solo en la etapa de exploración del subsuelo, y la información que proporciona carece de la confiabilidad necesaria para definir con precisión los parámetros de resistencia, por lo que no debe aplicarse para el diseño geotécnico definitivo.

***b) Sondeos alterados.******Penetración estándar.***

En lo que respecta a los sondeos alterados, podemos mencionar al método de penetración estándar, ya que ha sido la herramienta más usual para recuperar muestras alteradas aún de suelos blandos.

En la zona del lago, el penetrómetro se ha utilizado únicamente para rescatar muestras alteradas de lentes y estratos duros; la información que proporciona de los suelos blandos en cuanto a resistencia es muy limitada. En este tipo de suelos el cono eléctrico es una técnica de exploración más eficiente y precisa.

En la zona de transición esta técnica ha sido muy útil como técnica de exploración, siempre que se cuide que en las zonas en las que se explore con el nivel freático profundo se perforen en seco, con herramientas helicoidales o con aire como fluido de perforación.

En la zona de lomas, la prueba de penetración estándar o STP no es aplicable, ya que el muestreador sólo penetra unos centímetros y únicamente puede estimarse la resistencia a la penetración con un número mayor de 50 golpes, por lo que no se logra definir ningún parámetro de resistencia.

***c) Sondeos inalterados.***

Por otro lado los sondeos inalterados, son aquellos que sirven para extraer especímenes de suelo que supuestamente conservan su estructura y características mecánicas intactas; ante esta imposibilidad práctica se admite que una muestra es inalterada cuando sus cambios y deformaciones son mínimos.

Las herramientas que más se utilizan para este tipo de muestreo son: los tubos de pared delgada, los dentados, y el muestreador tipo Denison; por otro lado la obtención de muestras inalteradas obtenidas de pozos a cielo abierto, han sido de gran ayuda en la exploración y muestreo geotécnico.

***Pozo a cielo abierto.***

El pozo a cielo abierto permite observar directamente las características estratigráficas del subsuelo, y rescatar muestras inalteradas de los principales estratos. Esta técnica de exploración y muestreo es particularmente recomendable para rescatar muestras inalteradas de suelos secos y duros, como los de la costra superficial de la zona del lago, los depósitos de las lomas y en algunas partes de la zona de transición.

La construcción del pozo se puede hacer con herramientas manuales o con máquinas perforadoras capaces de abrir en seco pozos de por lo menos 80 cm de diámetro, mientras que para el labrado y protección de las muestras se utilizan espátulas, cinceles, un martillo, brochas, una estufa, manta de cielo, parafina y brea.

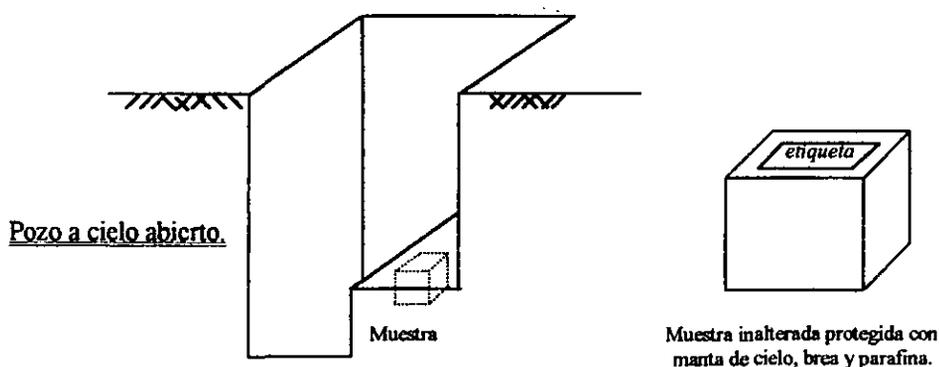
Para realizar la excavación manual se requiere de picos, palas, cable de manila, botes, un malacate mecánico para 250 kg, escaleras y herramientas para carpintería y albañilería, además si el nivel freático está cercano a la superficie puede requerirse una bomba eléctrica con puntas eyectoras,

también puede ser factible que se necesiten martillos eléctricos o neumáticos para atravesar suelos muy duros, así como algunas tobas.

Cuando la sección de la excavación vista en plana es cuadrada, se estabilizan las paredes con ayuda de tablonces y marcos estructurales de madera, mientras que cuando la sección de la excavación es circular conviene estabilizar las paredes con tubos de lámina corrugada o con ferro-cemento; esta última solución se ha venido empleando con mucha frecuencia por su sencillez y bajo costo, y consiste esencialmente en colocar anillos de malla electrosoldada ( generalmente de 1 m de altura ) separados por lo menos 2 cm de la pared de la excavación, estos anillos se fijan con anclas cortas de varilla corrugada y después se aplica manualmente el mortero con un espesor mínimo de 4 cm

Por otro lado, para realizar la excavación con máquina se necesita una perforadora a rotación como la que se utiliza para la construcción de pilas de cimentación; la selección del tipo de máquina depende de la profundidad que se necesita alcanzar en el muestreo; para estabilizar las paredes se utilizan anillos de malla de acero y mortero.

Para el labrado de las muestras se debe dejar un escalón en el cual se limpia un área de unos 50 cm de diámetro, a continuación se marca una sección cuadrada de suelo de 25 x 25 cm y se labra cuidadosamente, posteriormente se extrae la muestra y se envuelve con manta de cielo que se impregna con una mezcla caliente de brea y parafina con una brocha; en la parte superior de la muestra se coloca una etiqueta de identificación.



*Figura IV-12 Obtención de muestras de suelo en un pozo a cielo abierto.*

En conclusión se puede decir que el pozo a cielo abierto es una técnica de exploración y muestreo excelente; en suelos secos es la única confiable ya que los métodos convencionales de perforación y muestreo que emplean agua o lodo como fluido de perforación pueden provocar cambios en las propiedades mecánicas del suelo.

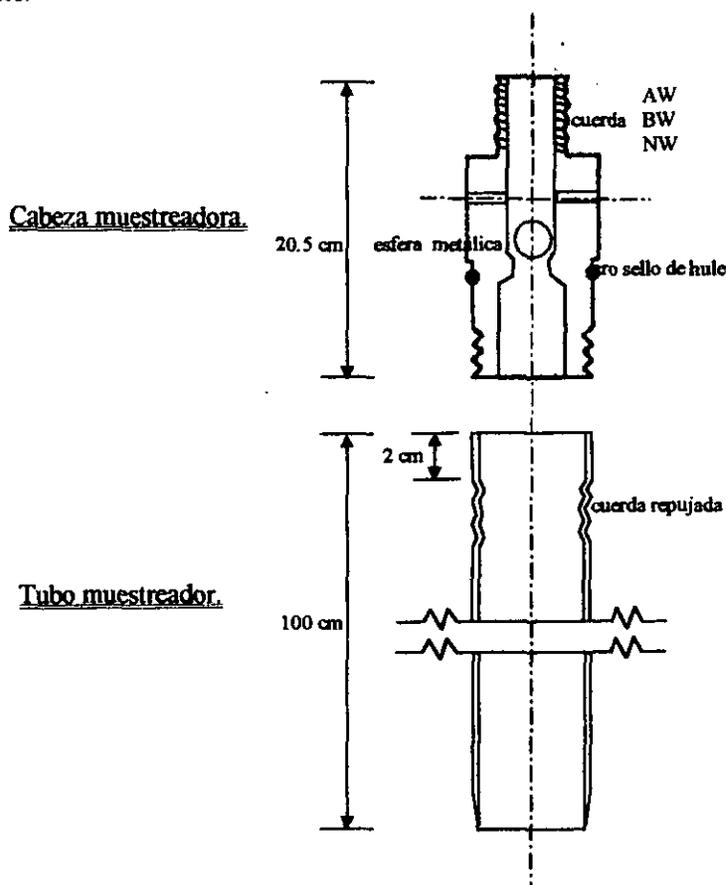
Los factores que deben considerarse para la selección de la técnica del pozo a cielo abierto son : la profundidad máxima que puede alcanzarse, el tiempo y costo de la ejecución, y la ubicación del nivel freático.

***Muestreadores hincados a presión.***

Los tubos de pared delgada o tubos Shelby que han empleado en los suelos blandos del Valle de México son: el tubo convencional, el tubo con camisa integral y el tubo con camisa segmentada.

**Tubo de pared delgada convencional.**

En México se ha utilizado el tubo electrosoldado de acero al carbón, adaptado como muestreador de pared delgada para suelos blandos, en diámetros de 3 y 4 pulgadas ( 7.62 y 10.16 cm ), este tubo está afilado en su extremo inferior y unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación con las que se hinca el muestreador desde la superficie.



*Figura IV-13 Muestreador de pared delgada con válvula de pie.*

La cabeza del muestreador tiene perforaciones laterales y una válvula esférica que se abre durante la etapa del hincado para aliviar la presión en el interior del tubo, y que posteriormente se cierra para proteger la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción de la muestra.

El muestreador debe hincarse 75 cm con una velocidad constante entre 15 y 30 cm/s, con esto en el tubo queda una longitud mínima de 15 cm donde se pueden alojar los azolves que pudieran haber quedado dentro del pozo; después del hincado se deja que la muestra repose durante tres minutos, con la finalidad de que la muestra se expanda en el interior del tubo y con esto aumente su adherencia contra las paredes, luego se corta la base del espécimen girando dos vueltas el muestreador, el tubo se saca al exterior y se protege e identifica.

El tubo convencional tiene tres limitaciones importantes que son :

- a) El proceso de oxidación que sufre el contacto suelo-metal en sólo unos días, y que termina por alterar la muestra; problema que no se ha podido resolver por su complejidad y alto costo.
- b) La extracción de las muestras se debe hacer cortando el tubo en segmentos para que la muestra se maltrate lo menos posible; sin embargo este proceso de corte genera vibraciones y presiones indeseables.
- c) La imposibilidad de rehusar estos tubos eleva los costos del muestreo.

#### *Tubo de pared delgada con camisa integral.*

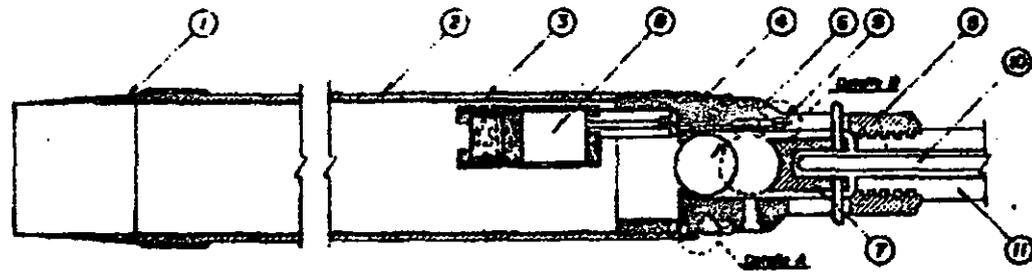
Este dispositivo de muestreo fue propuesto por el profesor Zeevaert y resuelve parte de las limitaciones anteriores, ya que consiste en un tubo de acero con filo que lleva en su interior una camisa de aluminio de un metro de longitud y 5 pulgadas de diámetro en la cual queda alojada la muestra de suelo.

#### *Tubo de pared delgada con camisa segmentada.*

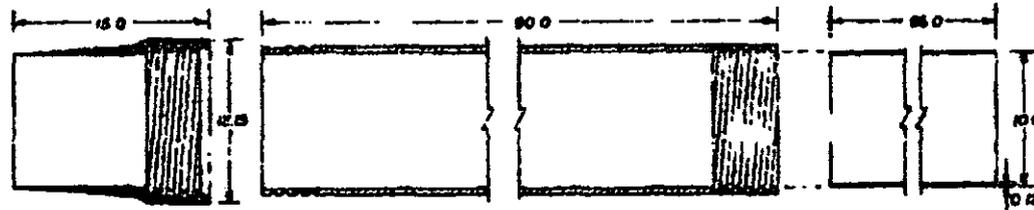
Está constituido por un tubo de acero que lleva en su interior otro de aluminio cortado en segmentos; la punta del muestreador es una filosa zapata de acero templado, y al hincarse a presión la muestra queda contenida en los tubos de aluminio anodizado, los cuales reducen significativamente los problemas de extracción de la muestra y sobre todo evitan la corrosión que sufren los tubos de acero que convencionalmente se emplean. La cabeza lleva una válvula muy ligera que facilita la salida del lodo de perforación durante el hincado del muestreador, y que posteriormente al hincado se cierra con una varilla de acero que mide 1 ó 2 m de longitud la cual se introduce a través de la columna de barras de perforación.

Este muestreador se puede utilizar de dos maneras distintas: la primera consiste en utilizarlo como un muestreador simple de pared delgada, mientras que la segunda opción es utilizarlo como un muestreador de pistón neumático; con este dispositivo se puede hacer un cierto vacío en la cámara que se encuentra arriba de la muestra, con lo cual se evita que se puedan salir las muestras de suelos muy blandos durante las maniobras de extracción.

Figura IV-14 Tubo de pared delgada con camisa segmentada (TGC-1)



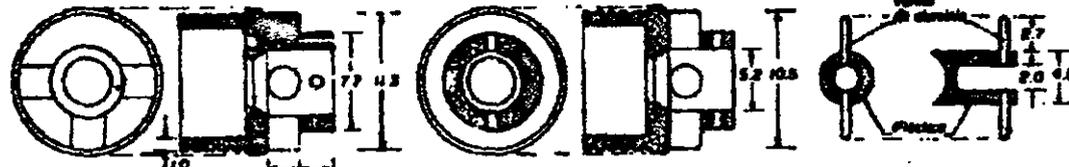
CORTE LONGITUDINAL DEL CONJUNTO



ZAPATA

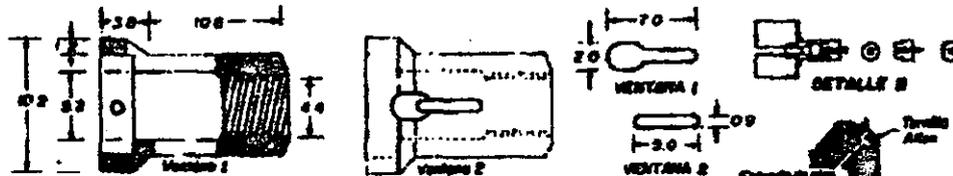
TUBO EXTERIOR

CAMISA INTERIOR



COPLA INFERIOR

EMPUJADOR



COPLA SUPERIOR

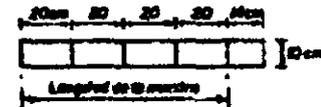
DETALLE A

CAMISA DE ALUMINIO

DESCRIPCION DE LAS PIEZAS

- ① Zapata de acero laminado con diámetro interior de 9.65 mm
- ② Tubo exterior de acero con cuerdas hembra y macho, tratado al nitrógeno
- ③ Camisa interior de aluminio anodizado de 10 cm de diámetro exterior y 1.2 mm de espesor
- ④ Copla inferior de acero
- ⑤ Copla superior de acero
- ⑥ Válvula de pie, pasta de fricción de 4.40 cm de diámetro y 35.8 gr de peso
- ⑦ Empujador de plástico del tipo con brazos de aluminio
- ⑧ Válvula de vacho (acumulador de aire) con resorte
- ⑨ Pivote neumático
- ⑩ Varilla de empuje de 1.25 cm de diámetro y 100 cm de longitud
- ⑪ Barra SW convencional

NOTA  
ACOTACIONES EN cm



### ***Muestreadores hincados a presión y rotación.***

Estos dispositivos se utilizan para la extracción de muestras en suelos duros; en la Ciudad de México se utilizan para extraer muestras de lentes de secado solar o de arenas, para la capa dura y para los depósitos profundos, los cuales se encuentran bajo el nivel freático.

#### **Barril Denison.**

Con el muestreador de barril Denison que opera a presión y rotación se pueden obtener especímenes de arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas localizados abajo del nivel freático.

Cuando se muestrean suelos arriba del nivel freático, las muestras se contaminan con el agua o lodo de perforación, por lo cual se recomienda su aplicación junto con el empleo de aire como fluido de perforación.

El último diseño de este dispositivo se llevó a cabo en México y consiste en un doble tubo giratorio, en el que el tubo interior es un muestreador de pared delgada que penetra a presión y rescata a la muestra, mientras que el tubo exterior tiene una broca en su extremo, la cual gira y corta el suelo circundante. Para operar este muestreador se requiere fluido de perforación ( agua, lodo o aire ) que se hace circular entre ambos tubos.

Este muestreador cuenta con dos tubos concéntricos que se acoplan a la cabeza de muestreo por medio de valeros axiales, los cuales sirven de unión con la columna de barras de perforación y permite que el tubo interior se hinque a presión en el suelo sin inducir esfuerzos de torsión a la muestra.

La cabeza del muestreador tiene una tuerca que ajusta y controla la posición relativa entre ambos tubos; la broca de corte es una pieza de acero con pastillas de carburo de tungsteno que protegen las zonas de mayor desgaste.

Para el muestreo de materiales granulares conviene adaptarle una trampa de canastilla, formada por lengüetas de lámina de acero flexible.

Con este aparato no se han podido obtener muestras de buena calidad, así como tampoco con su variante el Pitcher, el cual lleva un resorte axial entre ambos tubos, que acumula energía en los lentes duros e impulsa el tubo interior cuando se intercepta un suelo blando.

Sólo en las tobas duras y cuidando utilizar aire como fluido de perforación cuando la muestra se encuentra arriba del nivel freático, el barril Denison ha resultado ser el mejor muestreador.

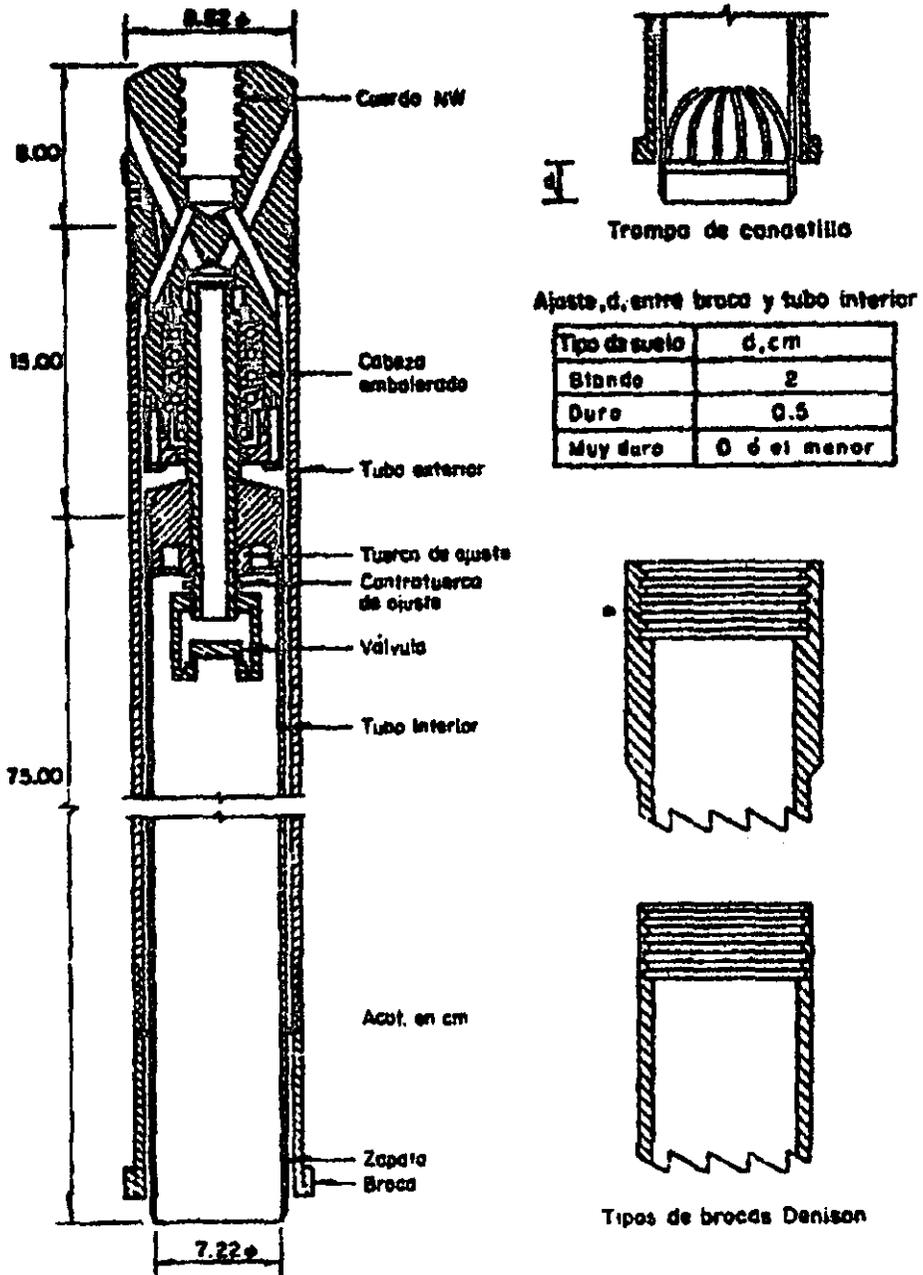


Figura IV-15 Muestreador Denison.

Tubo dentado simple.

Penetra a rotación y presión sin recurrir al empleo de agua o lodo de perforación; este mecanismo de muestreo ha demostrado ser un adecuado para la inspección de los lentes duros, aunque tiene el riesgo de inducir el remoldeo cuando se opera inadecuadamente.

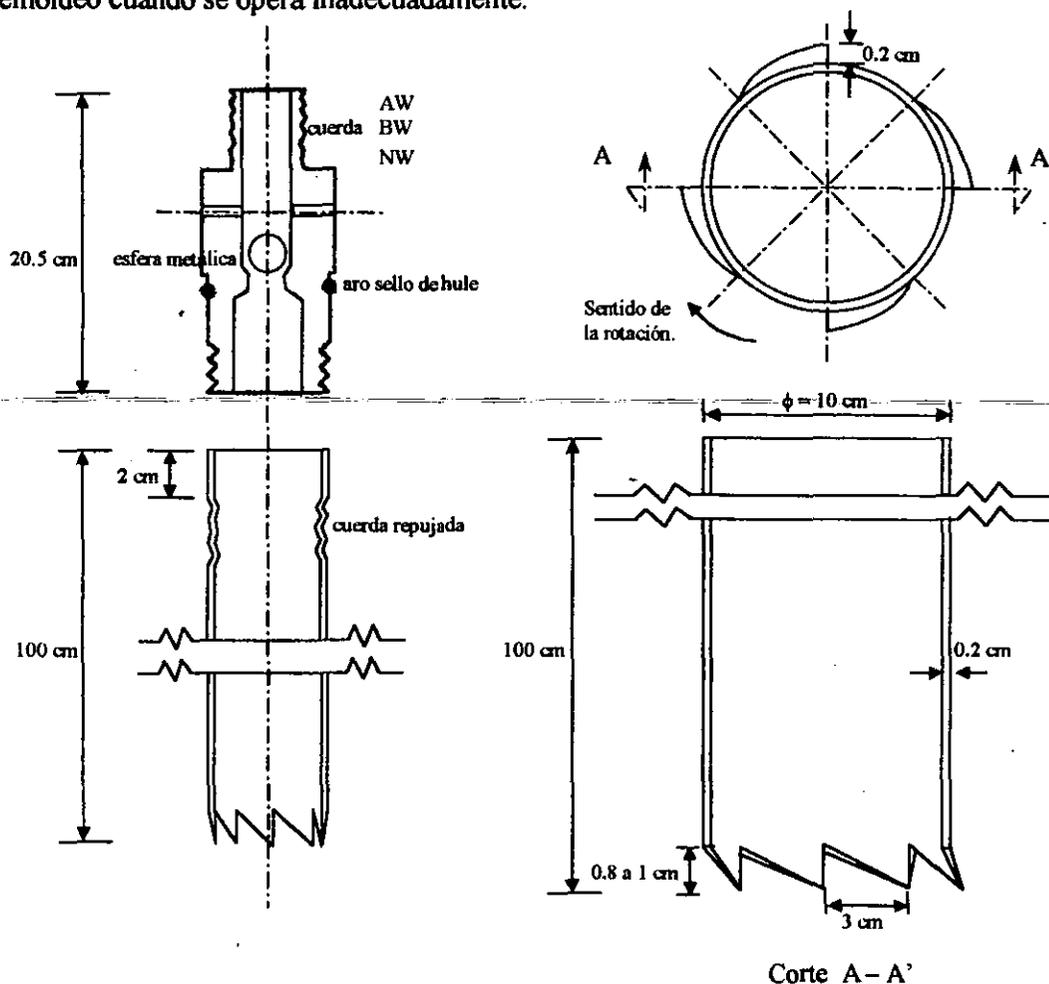


Figura IV-16 Muestreador dentado simple.

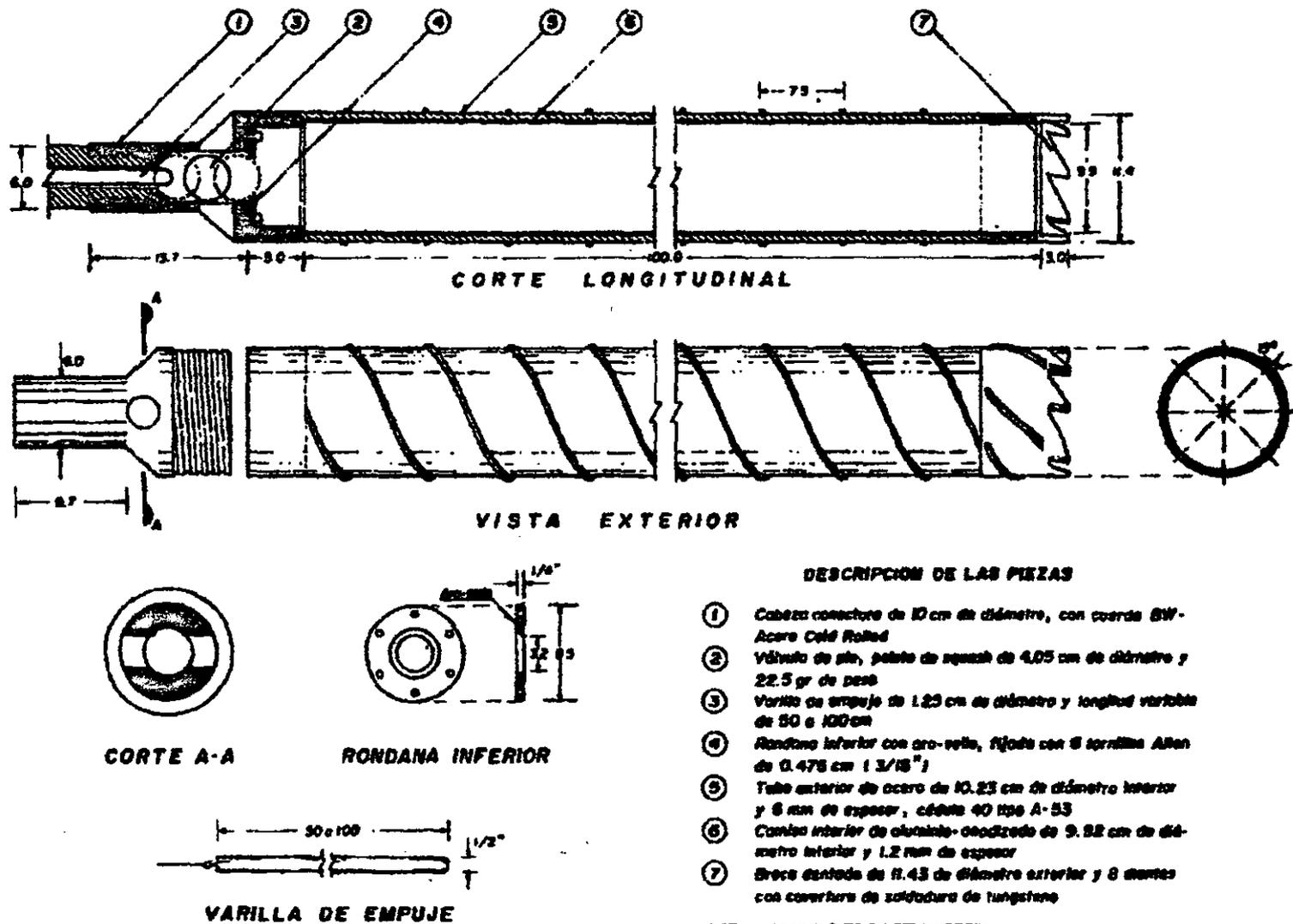
Este muestreador permite obtener muestras de arcillas duras y limos compactos o cementados con un mínimo de alteración; en estos materiales presenta grandes ventajas de operatividad y costo con respecto a al barril Denison.

El sistema está constituido por un tubo de acero unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, que a su vez va montada al final de la columna de barras de perforación con las que se hinca y se da rotación desde la superficie.

En el valle de México se han utilizado tubos con 8 dientes de 0.8 cm a 1.0 cm de altura y 3 cm de base, y de 16 dientes de 0.5 cm de altura; la sierra se forma con alternaciones de un diente recto y otro doblado 0.2 cm hacia el exterior, con el objeto de reducir la fricción entre el muestreador y el suelo. El diámetro del tubo es de 10 cm y su longitud de 100 cm.

Tubo dentado con camisa.

Se construyó para la recuperación de muestras inalteradas de la capa dura, debido a que los intentos que se han hecho con los muestreadores Denison, Pitcher o con el tubo dentado simple no han dado muy buenos resultados.



- DESCRIPCION DE LAS PIEZAS**
- ① Cabeza conectora de 10 cm de diámetro, con cuerdas 8W-Acero Cold Rolled
  - ② Válvula de plomo, pelota de squash de 4.05 cm de diámetro y 22.5 gr de peso
  - ③ Varilla de empuje de 1.25 cm de diámetro y longitud variable de 50 a 100 cm
  - ④ Rondana inferior con arco-vello, fijada con 8 tornillos Allen de 0.475 cm (3/16")
  - ⑤ Tubo exterior de acero de 10.25 cm de diámetro interior y 6 mm de espesor, codo 40 tipo A-53
  - ⑥ Camisa interior de aluminio-anodizado de 9.32 cm de diámetro interior y 1.2 mm de espesor
  - ⑦ Breda dentada de 11.43 de diámetro exterior y 8 dientes con cobertura de soldadura de tungsteno

NOTA - ACOTACIONES EN CENTIMETROS

Figura IV-17 Tubo muestreador dentado con camisa interior. ( TCG-2)

Este muestreador puede operar en seco, esto es, para hincarlo no se requiere de agua o de lodo de perforación como con un Denison o Pitcher, esta es una ventaja ya que el empleo de fluidos altera drásticamente los materiales arenosos con bajo contenido de agua como los de la capa dura.

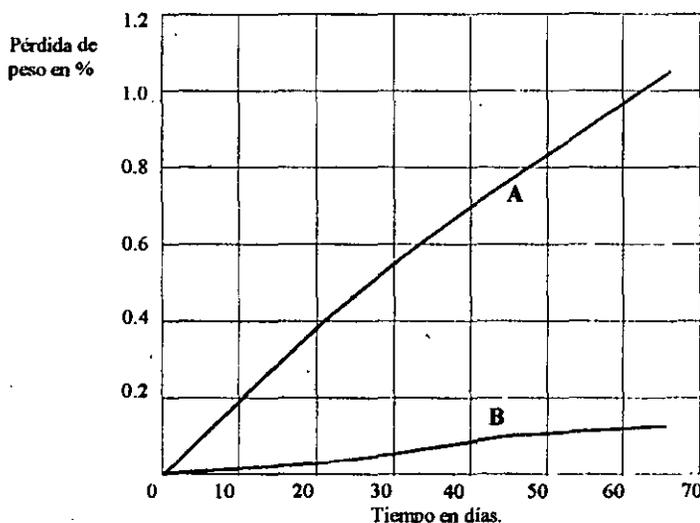
Es más útil que un tubo dentado simple, ya que cuenta en el tubo exterior de acero con una helicoides que ayuda a que la punta se descongestione, logrando así reducir la presión de hincado y evitando que la temperatura se incremente; este dispositivo cuenta con una camisa de aluminio anodizado que contiene a la muestra, mientras que la parte que corta al suelo es dentada y revestida con un granulado de tungsteno; la válvula es una esfera de hule con una densidad menor que la del agua, la cual sella con la ayuda de una barra de acero introducida desde la superficie a través de las barras, esto se hace al terminar la toma de la muestra.

**Conservación de las muestras y preparación de especímenes.**

La protección, transporte, almacenamiento de las muestras y la subsecuente preparación de especímenes, son aspectos que generalmente no se toman en consideración con relación a los extremos cuidados que deberían tener dichas muestras, ya que estos aspectos son tan importantes como el muestreo mismo.

Para proteger las características estructurales y mecánicas de las muestras extraídas se debe evitar que sufran: secado, golpes, vibraciones o cambios de temperatura. La acción más importante para lograr estos cuidados es concientizar y capacitar adecuadamente a los técnicos y trabajadores para que se puedan evitar problemas relacionados con la alteración de las muestras.

En lo que respecta al secado de las muestras contenidas en el interior de los tubos, estas van perdiendo la humedad natural debido a que los sellos que se colocan en sus extremos tienen una cierta permeabilidad al vapor de agua.



Muestra	Protección de muestras de 10 cm de diámetro.	Peso total. gr	Pérdida total en 65 días.		
			gr	gr / día	%peso / día
<b>A</b>	Envoltura de polietileno delgado autoadherible y parafina reforzada con manta de cielo.	1751.1	17.7	0.272	0.0155
<b>B</b>	Tubo de aluminio anodizado con tapas de polietileno denso selladas con cinta adhesiva.	2075.5	2.6	0.04	0.0019

Figura IV-18 Pérdidas de humedad en muestras inalteradas.

En esta figura se ilustra este problema y su evolución a temperatura ambiente en dos diferentes condiciones: el de una muestra en un tubo de aluminio anodizado con sello de polietileno de alta densidad y cinta adhesiva, y el de otra muestra extraída del tubo y protegida con una membrana delgada de polietileno y parafina reforzada con manta de cielo; estos efectos se incrementan cuando las muestras son expuestas al efecto de los rayos del sol.

Los golpes y vibraciones también pueden alterar las características mecánicas de las muestras, usualmente ocurren durante el transporte y manejo de las muestras; estas acciones se pueden evitar utilizando recipientes acojinados.

En el caso de las muestras contenidas en tubos convencionales de lámina de acero, las muestras de suelo son sometidas a vibraciones durante los procesos de corte de los tubos, por lo cual estas acciones deben de realizarse con cuidados extremos.

Otro factor muy importante que ayuda a que las muestras sean más representativas del sitio en estudio es el adecuado almacenamiento de estas, por lo cual se debe de hacer en locales con humedad ambiental que eliminen el problema de secado; es conveniente hacer notar que las muestras que se encuentran contenidas en tubos de acero sufren una corrosión excesiva que las altera totalmente, para evitar estos problemas de secado y corrosión se deben ensayar las muestras en el menor tiempo posible.

En lo que respecta a la preparación de los especímenes para las pruebas de deformación y resistencia, se deben labrar las probetas en un ambiente húmedo que elimine el problema de secado, por ello tradicionalmente se hacía en el interior de un cuarto húmedo, sin embargo, la oposición del personal a hacerlo en ese ambiente y las limitaciones en las instalaciones de los laboratorios han conducido a olvidar esta buena práctica, con lo que se ocasiona otra etapa de secado; para la preparación de las muestras, se deben cortar los tubos en segmentos de 20 a 25 cm de longitud para posteriormente extraer a presión los segmentos de muestra y poder labrar las probetas para su ensaye.

**Técnicas de perforación.**

Una parte fundamental para que las técnicas de muestreo tengan éxito, implica que las técnicas de perforación sean las adecuadas, de tal forma que el suelo sufra una mínima alteración.

Para la perforación del suelo con fines geotécnicos se han desarrollado diversos tipos de máquinas, una de ellas es la máquina perforadora rotatoria, la cual se encuentra montada en vehículos o remolques de gran movilidad, este mecanismo opera a velocidades menores a 800 rpm y cuenta con un vástago con una longitud mayor de 1.5 m ; en lo que respecta a la perforadora de percusión, debe evitarse su uso en los sondeos geotécnicos, ya que esta máquina altera significativamente el suelo.

*Tabla IV-3 Características de las máquinas de perforación.*

Máquina	Peso en kg	Fuerza de empuje en kg	Capacidad en m		Velocidad de rotación en rpm	Par máximo en kg.m	Carrera de perforación en m	Potencia en HP
			Espirales 4 ½ "	Diámetro NW				
Longyear ( * ) Mod. 34	1130	3200	-	260	22 - 1510	-	0.6	36
Movile Drill Mod. B53	1826	8565	75	300	27 - 716	824	1.2	97

Movile Drill Mod. B61	3721	4800	90	450	65 – 850	1230	1.7	97
Acker Mod. AD II	2310	7200	76	300	55 – 553	632	1.8	50
Acker Mod. MP50	1996	3200	46	300	43 – 287	518	1.8	48
SIMCO Mod. 2800 Hs.	1200	2950	35	90	0 – 300	207	1.9	32
CME Mod. 55	2720	7257	75	300	100 – 650	970	1.8	-
CME Mod. 45	1280	4080	45	150	75 – 475	414	1.7	36

( \* ) Máquina para la exploración minera y geológica.

Otros equipos adicionales que se utilizan durante la perforación son: las bombas de presión, las barras de perforación, los ademes y las brocas de perforación.

Las bombas de perforación deben ser capaces de operar con lodos bentoníticos; las bombas más comunes son las de cavidad progresiva, sin embargo se han utilizado bombas centrífugas de alta presión sabiendo que sus impulsores quedan sujetos a un desgaste importante

*Tabla IV-4 Características de dos modelos de bombas.*

Marca	Tipo	Gasto en l / min	Presión en kg / cm <sup>2</sup>	Potencia en HP	Diámetro en pulg.	Maneja
Monyo Mod. 3L6	Cavidad progresiva.	162	16	7.5	3 x 2	Lodos densos.
Barnes Mod. Caracol	Centrífuga de alta presión.	150	8	10	3 x 2	Lodos medios

En lo que respecta a las barras de perforación, se utilizan las barras EW para la penetración del cono eléctrico, las AW y BW son de empleo más general, y las NW son poco recomendables para el muestreo de suelos.

*Tabla IV-5 Tipos de barras de perforación.*

Barra	$\phi e$		$\phi i$		$\phi c$		Peso en kg / m <sub>L</sub>	Cuerdas por pulg.
	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.	mm		
EW	1 1/3	34.9	7/8	22.2	7/16	12.7	4.6	3
AW	1 23/32	44.4	1 7/32	30.9	5/8	15.9	6.5	3
BW	2 1/8	54.0	1 3/4	44.5	3/4	19.0	6.2	3
NW	2 5/8	66.7	2 1/4	57.2	1 3/8	34.9	8.0	3

$\phi e$  Diámetro exterior

Longitud estándar = 3.05 m ( 10 pies )

$\phi i$  Diámetro interior

$\phi c$  Diámetro del cople.

En cuanto a los ademes metálicos, se ha observado que sus diámetros interiores de 76 y 101 mm limitan el diámetro de los muestreadores que pueden pasar a través de ellos, por lo cual en los sondeos que se pretenda utilizar muestreadores de mayor diámetro, queda obligado el empleo de lodos de perforación que eliminen la necesidad del ademe metálico.

*Tabla IV-6 Ademes metálicos más empleados.*

Ademe	$\phi e$		$\phi i$		Peso en kg/m	Cuerdas por pulgada
	pulg.	mm	pulg.	mm		
NW	3 1/2	88.9	3	76.2	12.8	4
HW	4 1/2	114.3	4	101.6	16.8	4

$\phi e$  Diámetro exterior

$\phi i$  Diámetro interior

De acuerdo a las características del suelo, se debe elegir el equipo más adecuado para que la calidad de las muestras sea buena.

#### a) Perforación en suelos blandos.

Para la perforación en suelos blandos se debe tratar de evitar al máximo el fisuramiento y remoldeo del fondo de la excavación; ya que esto es prácticamente imposible, las muestras siempre presentan un cierto grado de alteración.

A continuación se presentan algunas técnicas de perforación en los suelos blandos, así como sus limitaciones.

Perforación a rotación y por lavado. Actualmente la perforación a rotación con broca tricónica es la técnica más común para la ejecución de sondeos, mientras que la perforación por lavado ha caído en desuso.

El método de perforación por lavado requiere de un trípode con polea y martinete suspendido de 80 a 150 kg de peso, cuya función es hincar en el suelo el ademe necesario para la operación; en el interior del ademe se introduce la tubería de inyección, la cual en su extremo inferior lleva un trépano de acero perforado para permitir el paso del agua a presión. La operación consiste en inyectar agua en la perforación una vez hincado el ademe, la cual forma una suspensión con el suelo en el fondo del pozo y sale al exterior a través del espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección, una vez afuera se analiza el sedimento; este procedimiento se complementa con un muestreo con una cuchara sacamuestras.

Ambas técnicas se utilizan como fluido de perforación agua o lodo bentonítico que genera un incremento de la presión hidrostática debido al peso de la columna de fluido comprendido entre el brocal de la perforación y el nivel freático y presiones hidrodinámicas que son función de la potencia de la bomba utilizada.

Cuando se perfora con alguna de estas técnicas se presentan pérdidas del fluido de perforación, y las muestras que se extraen resultan casi siempre fisuradas. Considerando que las brocas tricónicas son innecesarias en los suelos blandos, principalmente porque tienen chiflones que afectan el suelo, se ha

ensayado con la broca de aletas en la que los chiflones de agua inciden en las aletas y no directamente en el suelo, sin embargo con esta broca también se generan fisuras en el suelo originadas por la presión hidrodinámica.

De acuerdo con los volúmenes de fluido que se pierden, se estima que las fisuras llegan a tener espesores de hasta 2 cm y diámetros de 10 m; esto se ha podido comprobar cuando se hacen sondeos cercanos.

Como conclusión, se puede decir que las muestras que se obtienen con estas técnicas de perforación frecuentemente resultan fisuradas; estas fisuras se identifican por la bentonita o azolve que penetra en ellas, por lo que no son útiles para obtener confiablemente las propiedades mecánicas de los suelos blandos.

Perforación con cuchara de impacto. Esta técnica ha sido casi abandonada por su lentitud, y además provoca una depresión en el nivel de agua freática dentro de la perforación, lo que genera un flujo de agua en el suelo.

Como la perforación avanza por los impactos del suelo, se provoca un gran remoldeo en el suelo, y por esta razón la parte superior de todas las muestras presenta alteración.

Perforación con barrena helicoidal. Esta técnica se utilizó ampliamente hace dos décadas, pero se abandonó porque extrae el suelo por el efecto del tornillo, y al sacar la columna de barras se desarrollaba una succión que frecuentemente colapsaba el suelo, y las muestras que se llegaban a obtener siempre se encontraban remoldeadas.

Perforación con ademe helicoidal. Este método ha caído en desuso, con esta herramienta se extrae el suelo durante el avance y se genera deformación volumétrica cuando se quita el tapón central del ademe. El ademe helicoidal ha funcionado satisfactoriamente en aluviones, perforando sin el tapón central, permitiendo que la arena y grava penetre sin presión al interior del ademe y después lavándolo con broca; en las arcillas blandas no es recomendable este procedimiento ya que induce el remoldeo del suelo.

Perforación con posteadora rimadora. La posteadora rimadora evita todos los problemas que las técnicas anteriores presentan, ya que opera suavemente sin impactos dejando huecos laterales que impiden la succión; además si se agrega lodo bentonítico gradualmente y se mantiene a la altura del nivel freático los cambios en los esfuerzos en la masa de suelo son muy pequeños.

La utilización de esta herramienta de perforación para el muestreo de suelos blandos inalterados debe combinarse con la broca de aletas; la manera de operar estos equipos es la siguiente:

- a) Perforar con la broca de aletas hasta una profundidad de 1 m por arriba del muestreo.
- b) Perforar con la posteadora rimadora el tramo faltante de 1 m.
- c) Muestrear con el tubo de pared delgada o con el dentado si es necesario.
- d) Perforar de nuevo con la broca de aletas y empezar otro ciclo para obtener muestras a mayor profundidad.

Con esta técnica se han podido extraer muestras de excelente calidad y exentas de fisuras.

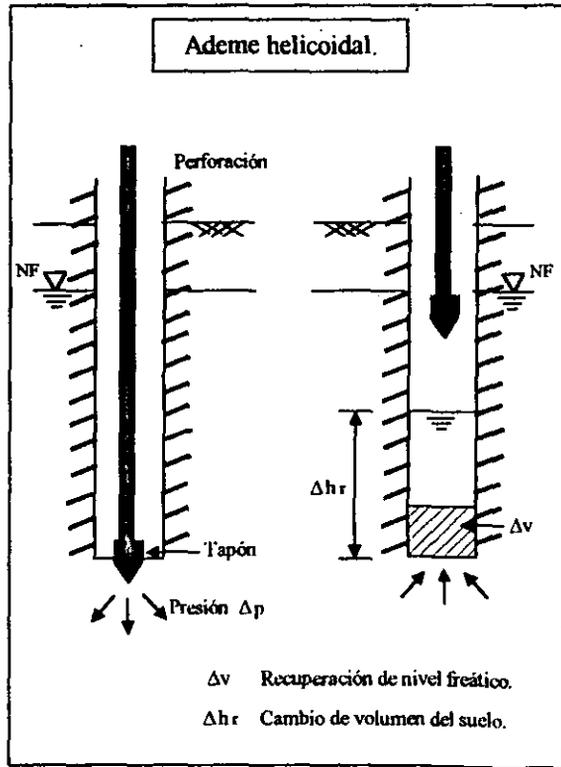
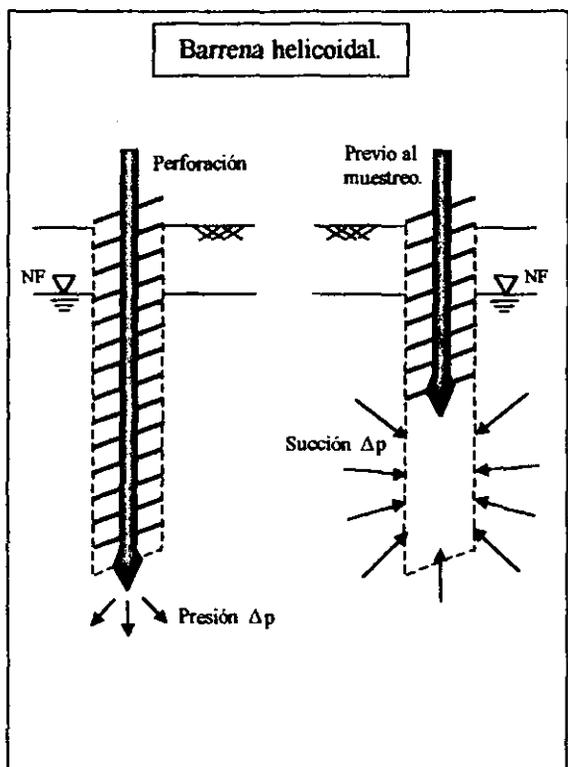
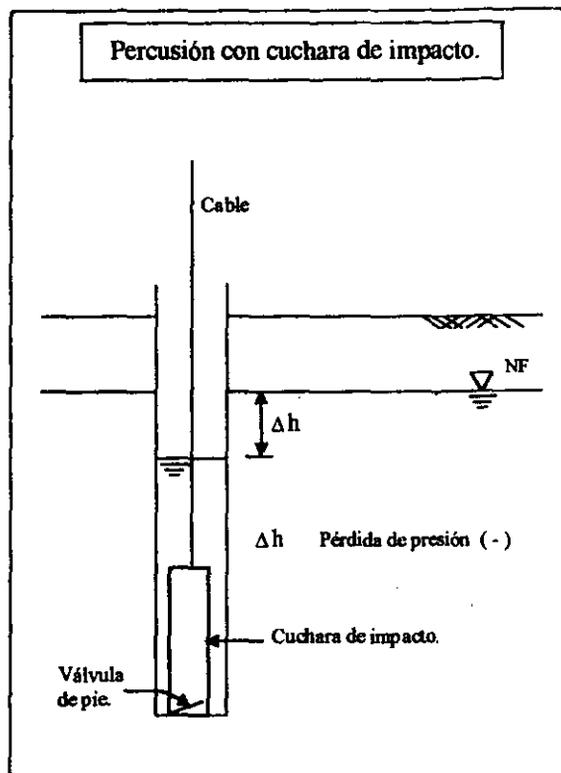
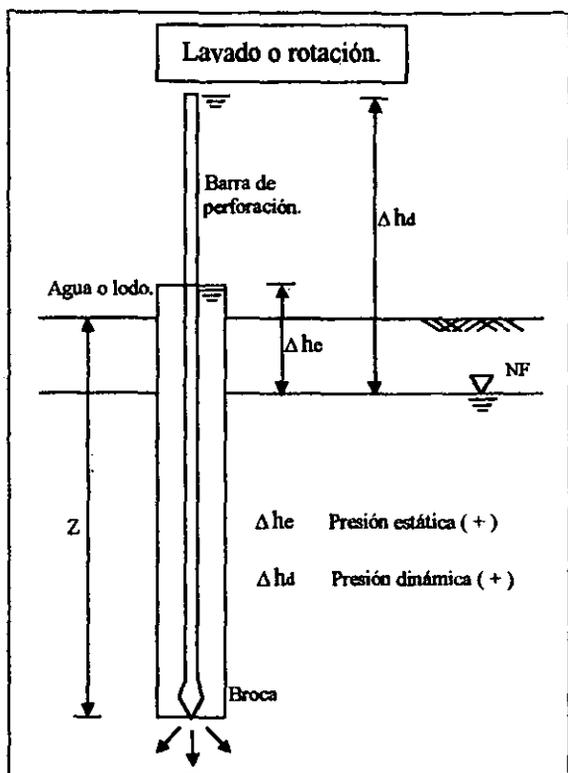


Figura IV-19 Limitaciones de los procedimientos de perforación convencionales.

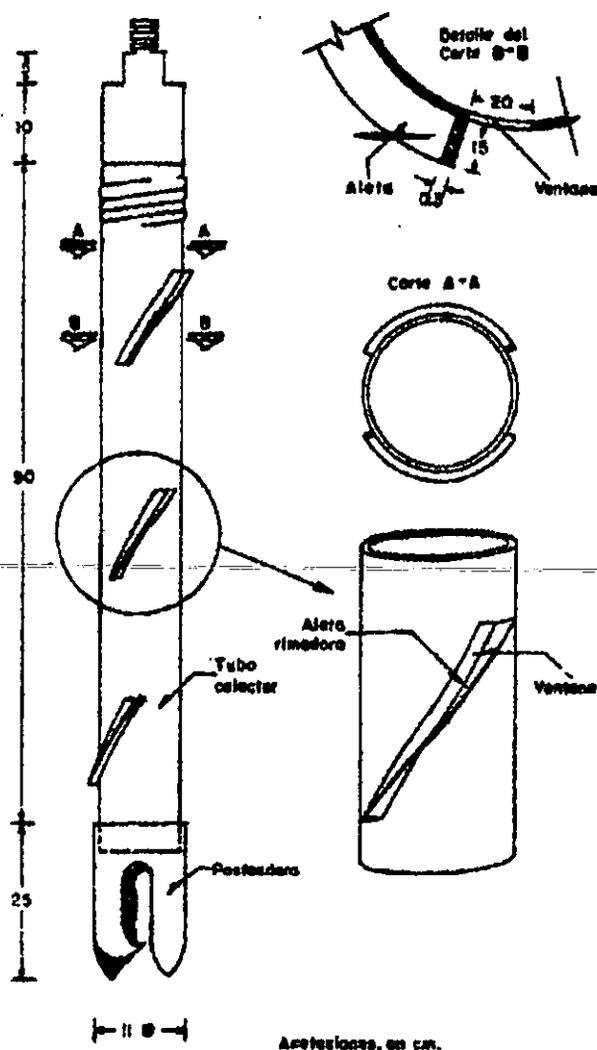


Figura IV-20 Posteadora rimadora.

b) Perforación en suelos duros.

Las técnicas que se pueden emplear para la perforación de suelos duros depende de la posición del nivel freático y de las características del suelo.

Para la perforación de suelos duros abajo del nivel freático se puede utilizar la perforación a rotación con broca escalonada ( tipo drag ) y aún la tricónica, y el fluido de perforación que se puede utilizar es el lodo bentonítico o el agua.

En lo que se refiere a la perforación de suelos duros que se encuentren localizados arriba del nivel freático, no se aconseja que se utilice lodo bentonítico o agua, ya que estos suelos son susceptibles a sufrir cambios en sus propiedades mecánicas como consecuencia del humedecimiento que se puede inducir.

Esta limitación obliga a elegir entre hacer la perforación con barrenas helicoidales o con aire a presión, y únicamente se empleará lodo o agua si se admite cierto nivel de alteración en las muestras.

**Perforación con barrena helicoidal.** Esta técnica puede utilizarse libremente para la perforación de suelos secos.

**Perforación con aire a presión.** Puede utilizarse en dos formas diferentes :

a) Con equipos y herramientas convencionales de la perforación a rotación recurriendo al aire como fluido de perforación para enfriar la broca y transportar los detritus a la superficie.

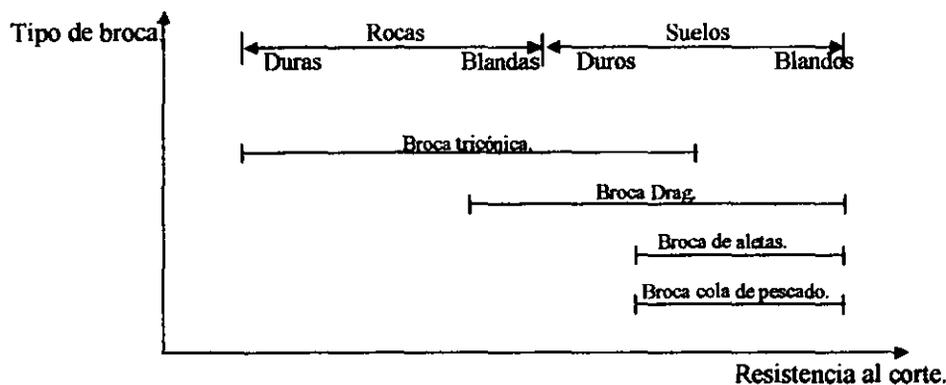
b) Mediante martillos neumáticos de fondo; en este caso la máquina de perforación podría ser de operación neumática ( martillos neumáticos ) que generan impactos en el fondo de la perforación cuando el aire acciona al percutor y éste a la broca, sin embargo, también se puede operar con una máquina rotatoria convencional.

Al aplicar esta técnica de perforación se debe registrar la velocidad de la penetración y la presión aplicada a la broca o martillo, ya que estos parámetros varían con las condiciones estratigráficas; adicionalmente la vibración y el nivel de ruido de la perforación también son buenos indicadores.

***Tipos de brocas para la perforación de suelos.***

Las brocas para la perforación de pozos con máquinas de rotación se eligen de acuerdo con la dureza de los materiales que se van a cortar.

En la siguiente figura se muestra el criterio general para la selección de estas herramientas.



**Figura IV-21 Selección del tipo de broca en función de la dureza del material.**

A continuación se resumen las características de estas brocas y su aplicabilidad que se les puede dar.

**Broca tricónica.**

Consiste en tres conos giratorios embalados que tienen dientes de abrasión, de forma esférica para rocas duras y de prisma agudos para rocas blandas; se fabrica en muy diversos diámetros ( 2 7/8", 4", 5", 6", etc. ).

Para enfriar la broca y arrastrar el material cortado a la superficie, se utiliza un fluido de perforación ( lodo, agua o aire ) que sale al centro de la broca.

Esta broca se puede utilizar para perforar desde rocas duras hasta suelos duros, pero es inadecuada para perforar suelos blandos, ya que los conos difícilmente giran e incluso se atascan ya que el chiflón no limpia adecuadamente los dientes de corte.

Se recomienda no utilizar este tipo de brocas en los basaltos y en las tobas duras, ya que en los basaltos el martillo neumático que corta a roto-percusión es más eficiente y reduce significativamente los costos de perforación, mientras que para el caso de las tobas duras la broca drag es más eficiente que la tricónica.

Por otra parte, no es aconsejable emplear la broca tricónica para perforar pozos de bombeo y sondeos, porque remoldea por amasado al suelo reduciendo su permeabilidad y alterando su estructura.

#### Broca drag.

Es una pieza sólida que tiene tres planos radiales de corte protegidos con pastillas de carburo de tungsteno la cual se fabrica desde 2" de diámetro; para enfriar la broca y arrastrar el material cortado a la superficie se utiliza un fluido ( lodo, agua o aire ) que sale del centro de la broca.

La aplicabilidad de esta broca es muy variada, y se puede utilizar para rocas blandas hasta suelos blandos.

Se sugiere emplear la broca drag para perforar las tobas del Poniente de la ciudad, empleando aire a presión como fluido de perforación, pero no es recomendable utilizarla en suelos blandos, ya que el chiflón de agua o lodo erosiona hasta 50 cm debajo de la broca.

#### Broca de aletas.

Consiste en dos placas de acero ( aletas ) que forman una hélice corta y que están unidas a un eje del mismo material; la salida del agua o lodo de perforación incide en la parte de arriba de las aletas.

Esta broca es de fabricación artesanal y puede construirse desde 2 pulgadas de diámetro; se desarrolló para perforar los suelos blandos del Valle de México, con el fin de eliminar el problema de erosión en el fondo de la perforación que generan las brocas tricónicas y drag, que además son más costosas.

Se puede utilizar en suelos de consistencia mediana a blanda, ya que es la más adecuada para hacer perforaciones para sondeos de este tipo de suelos y para la instalación de pozos de bombeo, debido a que deja agujeros limpios y poco alterados.

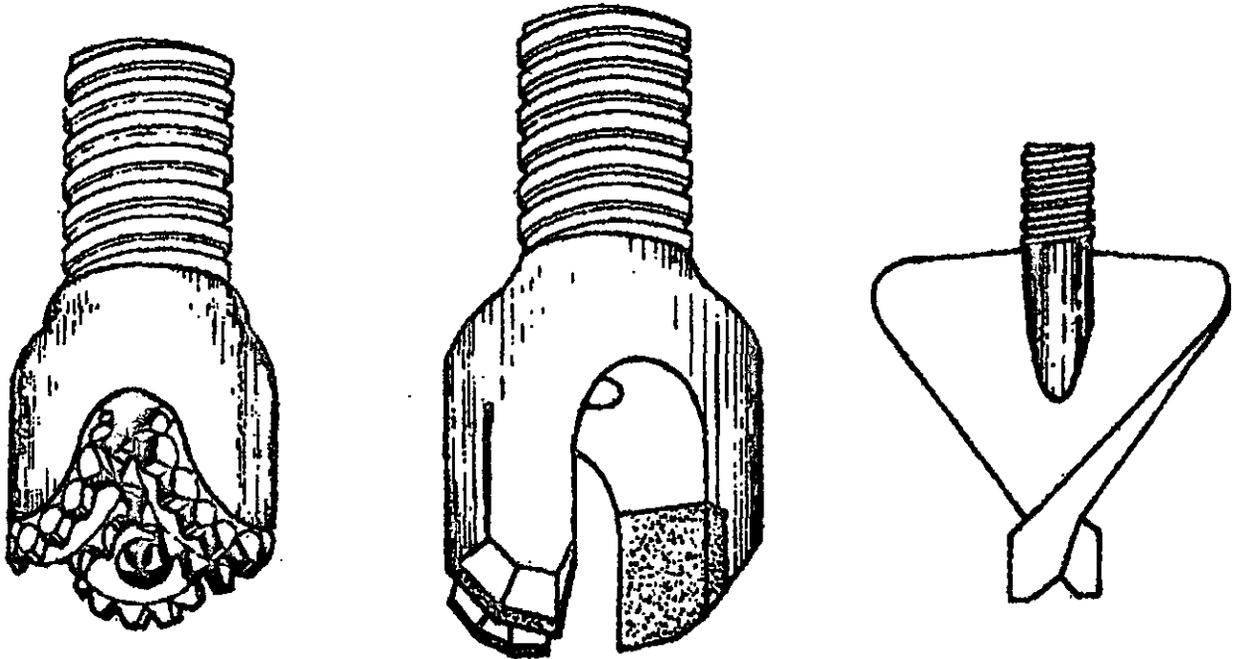
Es recomendable complementar el uso de este tipo de broca durante la realización de sondeos en suelos blandos susceptibles a sufrir fisuramiento, con la posteadora rimadora, la cual debe emplearse un metro arriba de la profundidad a la que se desea extraer la muestra.

#### Broca cola de pescado.

La broca cola de pescado consiste en una pieza sólida formada por dos placas triangulares ligeramente alabeadas con su vértice en la parte inferior, aunque también las placas pueden ser rectangulares, por lo cual la parte inferior es recta.

Esta broca no utiliza fluidos de perforación, por lo cual provoca el batido del suelo sin eliminar el material cortado.

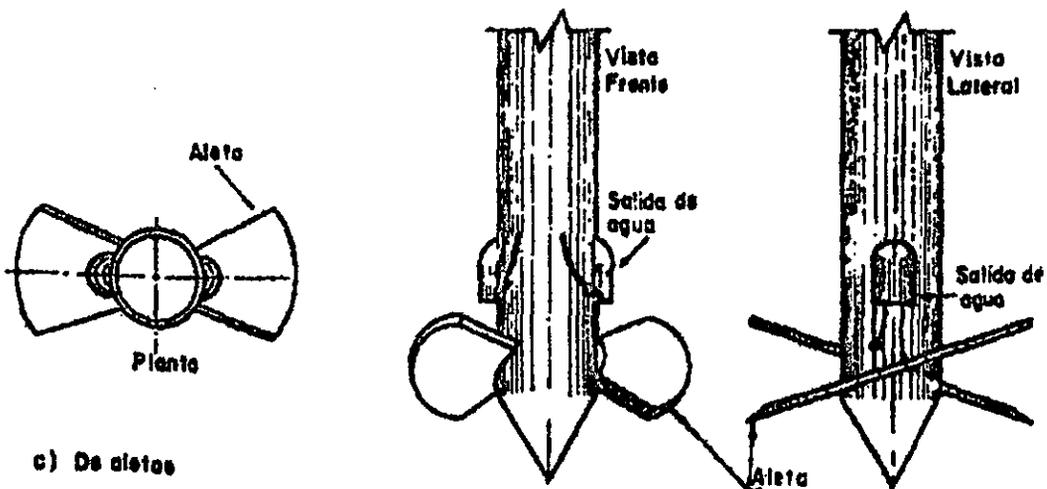
Se puede utilizar en suelos de consistencia mediana a blanda, pero se recomienda su empleo en las perforaciones de batido que se requieren para el hincado de pilotes, en las cuales se agrega agua al inicio de la perforación; también se utiliza para perforar las capas duras que impiden el hincado del cono eléctrico.



e) Triángulo

b) Drog

d) Cola de pescado



c) De aletas

Figura IV-22 Tipos de brocas.

## Capítulo V

### Pruebas estáticas y dinámicas para el estudio del comportamiento de los suelos.

- *Introducción*
- *Pruebas estáticas.*
  - a) *Prueba triaxial.*
  - b) *Prueba axial.*
  - c) *Prueba de corte simple.*
- *Pruebas dinámicas de laboratorio.*
  - a) *Columna resonante.*
  - b) *Pulsos*
  - c) *Ensaye triaxial cíclico.*
  - d) *Prueba de corte simple cíclico.*
- *Pruebas dinámicas de campo.*
  - a) *Ensaye de refracción.*
  - b) *Pruebas de sondeos.*
  - c) *Método de oscilación forzada.*

---

---

## Capítulo V Pruebas estáticas y dinámicas para el estudio del comportamiento de los suelos.

### *Introducción.*

Para realizar un diseño geotécnico adecuado en cualquier obra de Ingeniería Civil, se requiere conocer con precisión el comportamiento del suelo ante las sollicitaciones estáticas y dinámicas que puedan ocurrir durante la vida útil de la estructura que se quiere diseñar.

El estudio de mecánica de suelos es fundamental para garantizar las condiciones de seguridad y servicio que prestará la estructura, y sin perder de vista la economía del proyecto, ya que el objetivo de estos estudios es encontrar la mejor alternativa para que el proyecto sea económico, seguro y funcional, con lo cual se logra optimizar los recursos materiales y humanos al máximo.

### *Pruebas estáticas.*

Entre las pruebas estáticas más comunes que se utilizan en los laboratorios de mecánica de suelos y que sirven para determinar el comportamiento esfuerzo-deformación de los diferentes estratos que componen el suelo, ante cargas que prácticamente pueden considerarse como estáticas se encuentran :

- a) Las pruebas triaxiales.
- b) Las pruebas axiales.
- c) Las pruebas de corte simple.

#### *a) Prueba triaxial.*

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las pruebas de corte directo, y en la actualidad son las más usadas en los laboratorios de mecánica de suelos para determinar las características de esfuerzo-deformación y resistencia de los suelos.

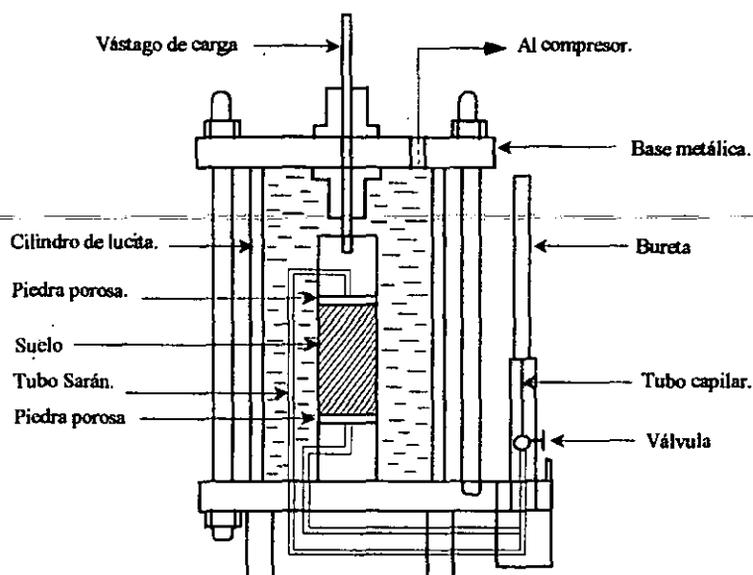
En el interior de la cámara triaxial se coloca el espécimen de suelo que fue previamente labrado en forma de cilindro, el cual posteriormente queda rodeado de un líquido ( que generalmente es agua para los ensayos con muestras de suelo, y aceite para los ensayos con roca ) que está sometido a presión, con lo cual la muestra queda en un estado de esfuerzos principales isótropo ( esfuerzo confinante ), además la muestra se protege con una membrana impermeable la cual impide que el líquido penetre en la muestra, y con esto se garantiza que la probeta conserva sus características naturales de contenido de agua o humedad, por lo que no sufre alteraciones ocasionadas por la infiltración de agua durante la prueba.

La cámara triaxial consiste en un cilindro hermético de lucita, en el interior de este se coloca la muestra de suelo en unas bases metálicas que en su terminación tienen unas piedras porosas, estas a su vez tienen comunicación con una bureta exterior por medio de tubos de plástico ( tubos Sarán ).

El líquido que se encuentra dentro de la cámara y que rodea al suelo puede adquirir cualquier presión por medio de un compresor.

Además de la presión de confinamiento, la muestra de suelo puede ser sometida a una carga axial adicional transmitida al espécimen por medio de un vástago de carga.

La prueba triaxial más usada para el estudio del comportamiento de los suelos es aquella en la que se le transmite al espécimen una presión de confinamiento con agua, y otra adicional por medio del vástago de carga. El valor del esfuerzo axial total será igual al valor de la presión ejercida por el agua más la presión producida por la acción del vástago de carga.



*Figura V-1 Esquema de la cámara de compresión triaxial.*

En épocas recientes se han desarrollado otras modalidades de pruebas triaxiales, como por ejemplo aquella en la que el esfuerzo transmitido por el vástago es de tensión, con lo cual el esfuerzo axial total va disminuyendo conforme transcurre la prueba.

Otra variante de la prueba triaxial es aquella en la que la presión lateral varía, pero la presión axial total se mantiene constante, para lo cual se deben hacer precisos los ajustes correspondientes a la presión transmitida por el vástago.

Finalmente, y sobre todo en trabajos de investigación se efectúan pruebas triaxiales en las que se hace variar tanto el esfuerzo axial como el lateral; en la actualidad las pruebas triaxiales se pueden clasificar en dos grandes grupos :

1. Las pruebas triaxiales de compresión, en las cuales la dimensión original axial del espécimen disminuye durante la prueba.
2. Las pruebas triaxiales de extensión, en donde la dimensión original axial del espécimen aumenta.

### Pruebas triaxiales de compresión.

Las pruebas triaxiales de compresión pueden tener varias modalidades, una de estas puede ser cuando el esfuerzo axial aumenta por efecto del incremento de la carga del vástago, mientras que el esfuerzo de confinamiento se mantiene constante, con esto se logra que el espécimen de suelo disminuya su longitud. ( Esta prueba de compresión es la más común.)

Este efecto de reducción de la dimensión mayor de la muestra también se puede lograr manteniendo constante el esfuerzo axial total y haciendo disminuir la presión lateral; para este caso se deben hacer ajustes en la carga del vástago cuando se reduce la presión de confinamiento, para que el esfuerzo axial total se mantenga constante.

Finalmente se puede tener una combinación de las dos técnicas anteriores para obtener una prueba de compresión triaxial aumentando la presión axial y disminuyendo la presión lateral simultáneamente; la más común de las pruebas de este último tipo, es aquella en la que cada incremento de la presión axial total sobre la muestra es del doble del decremento de la presión lateral, de tal modo que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantiene constante.

### Pruebas triaxiales de extensión.

En lo que respecta las pruebas triaxiales de extensión, también existen varios tipos; en la primera de estas pruebas se le reduce al espécimen el esfuerzo axial total por medio de una tracción del vástago, mientras que la presión lateral se mantiene constante. Este tipo de prueba triaxial de extensión es la más común y la más sencilla con respecto a las otras.

La segunda variante de la prueba triaxial de extensión es aquella en la que la presión axial total se mantiene constante ( por medio de los ajustes necesarios en el vástago ), mientras que se aumenta la presión lateral al incrementar la presión del agua.

Por último la tercera variante de esta prueba se hace posible con la disminución de la presión axial total y al mismo tiempo con el incremento de la presión lateral; en este tipo de prueba es muy común que la reducción de la presión axial sea del doble del incremento de la presión lateral en cada variación de la carga aplicada, con lo cual una vez más se busca que el promedio aritmético de los esfuerzos principales normales se mantenga constante.

Por otra parte, es muy común designar al esfuerzo principal mayor, intermedio y menor como:  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  respectivamente.

En la prueba triaxial de compresión, la presión axial total siempre es el esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$ , y los esfuerzos intermedio y menor son iguales ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) y quedan designados por la presión lateral.

En la prueba de extensión por el contrario, la presión axial siempre será igual al esfuerzo principal menor  $\sigma_3$  y la presión lateral será igual al esfuerzo principal mayor y/o intermedio, esto es :  $\sigma_1 = \sigma_2$

El estado de esfuerzos en un instante dado se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr, utilizando  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ . El método general de Mohr no se utiliza, y a pesar de que el suelo se encuentra sujeto a un estado tridimensional de esfuerzos en el que se deberían de manejar tres círculos diferentes, dos de los esfuerzos principales son iguales, razón por la cual estos tres círculos se pueden manejar con uno solo y el método queda simplificado.

La resistencia al esfuerzo cortante sobre todo en suelos cohesivos es variable y depende de diversos factores. Al tratar de representar en el laboratorio las condiciones a las que estará sometido el suelo en la realidad, deberán de considerarse las condiciones ambientales y de carga que puedan presentarse durante la vida útil de la estructura.

Se puede afirmar que tratar de predecir las solicitaciones reales a las que estará sometido el suelo de un sitio en particular es una labor muy difícil, ya que en realidad algunas solicitaciones que afectan al suelo no se pueden conocer con precisión, como es el caso de los temblores, el viento, la lluvia, las mareas, etc., por lo cual se recurre a un análisis probabilístico de estos eventos, y se tratan de reproducir sólo las condiciones que posiblemente afectarán más al suelo de un determinado lugar.

Estas pruebas reflejan el comportamiento futuro del suelo ante las solicitaciones más extremas, y cuyos resultados deben adaptarse al caso real e interpretarse con un buen criterio tomando en cuenta la experiencia profesional; una parte fundamental para cualquier tipo de ensaye de mecánica de suelos consiste en la adecuada aplicación de las técnicas de perforación y muestreo del suelo, de tal forma que la muestra sufra la menor alteración posible, para posteriormente poder labrar las probetas sin que éstas sufran daños; con esto se puede garantizar que los resultados obtenidos con las pruebas realizadas en el suelo son confiables.

Por otro lado, las pruebas triaxiales pueden considerarse constituidas por dos etapas. La primera de estas consiste en la aplicación del esfuerzo de consolidación a la muestra de suelo por medio del agua a presión que se encuentra alojada en el interior de la cámara triaxial, durante esta etapa puede o no permitirse el drenaje de la muestra abriendo o cerrando la válvula de salida del agua que puede fluir a través de las piedras porosas hasta la bureta hacia el exterior. La segunda etapa consiste en la aplicación del esfuerzo desviador por medio de la carga que se le aplica al vástago, y con esto se logra que los esfuerzos principales sean diferentes, razón por la cual el suelo queda sometido a un estado de esfuerzos cortantes; esta segunda etapa también puede ser o no drenada, según se maneje la válvula antes mencionada.

De acuerdo al manejo de la válvula que controla el flujo de agua de la muestra de suelo, se pueden presentar varios tipos de pruebas, que a su vez pueden ser de compresión o de extensión; los tipos de pruebas que se pueden realizar son los siguientes.

### Prueba lenta. (Símbolo L). Prueba con consolidación y con drenaje.

#### *a) De compresión*

Primero se somete al espécimen de suelo a una presión hidrostática ( isotrópica )  $\sigma_3$  , por medio del fluido a presión que lo rodea y se manteniendo la válvula de comunicación con la bureta abierta, con esto se logra que en un lapso de tiempo la muestra se consolide. Cuando el equilibrio estático interno

se ha restablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo, por lo cual la presión neutral se reduce a cero, si la muestra está totalmente saturada.

Posteriormente se lleva a la falla el suelo con incrementos de carga axial  $p$ , cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión del agua que contiene la muestra se reduzca a cero, para lo cual es necesario que la válvula en esta etapa también se mantenga abierta.

El esfuerzo total axial de falla será designado por  $\sigma_1 = \sigma_3 + p_c$ , donde  $p_c$  se denomina esfuerzo desviador de falla.

La característica fundamental de esta prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos, esto se logra permitiendo el drenaje libre en las líneas de la muestra a la bureta, con lo cual se logra la completa consolidación del suelo bajo los distintos estados de esfuerzos a que se le somete.

Los instantes finales de cada etapa pueden sumarse esquemáticamente para obtener la condición definitiva de falla.

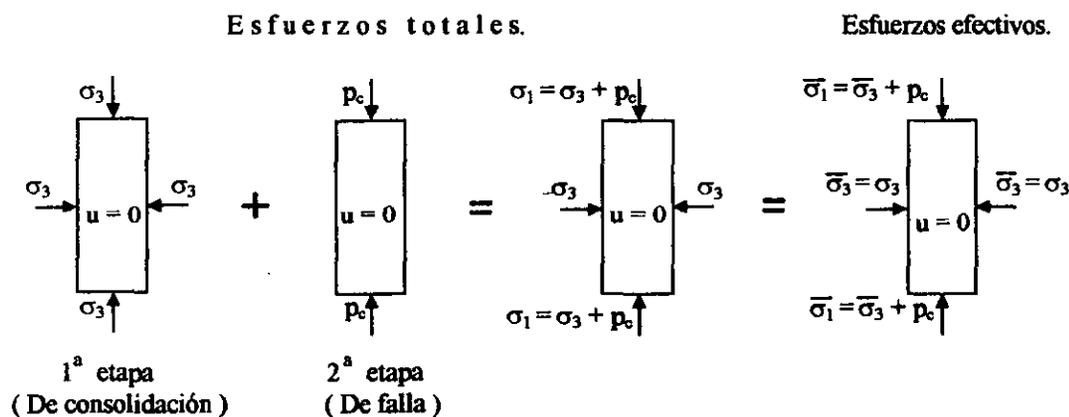


Figura V-2 Prueba con consolidación y con drenaje de compresión.

La prueba de compresión triaxial lenta también se puede realizar manteniendo constante el esfuerzo axial total y haciendo disminuir la presión lateral, o aumentando la presión axial y disminuyendo la presión lateral simultáneamente, pero en ambos casos se debe mantener abierta la válvula que comunica a la bureta

b) De extensión.

En la siguiente figura se muestran esquemáticamente los esfuerzos que son el resultado de la aplicación de una prueba triaxial de extensión lenta, en la que a la muestra de suelo se le aplica un esfuerzo confinante  $\sigma_3$ , y en este caso se aumenta la presión lateral  $p_c$  hasta llegar a la falla manteniendo siempre la válvula de la cámara triaxial abierta.

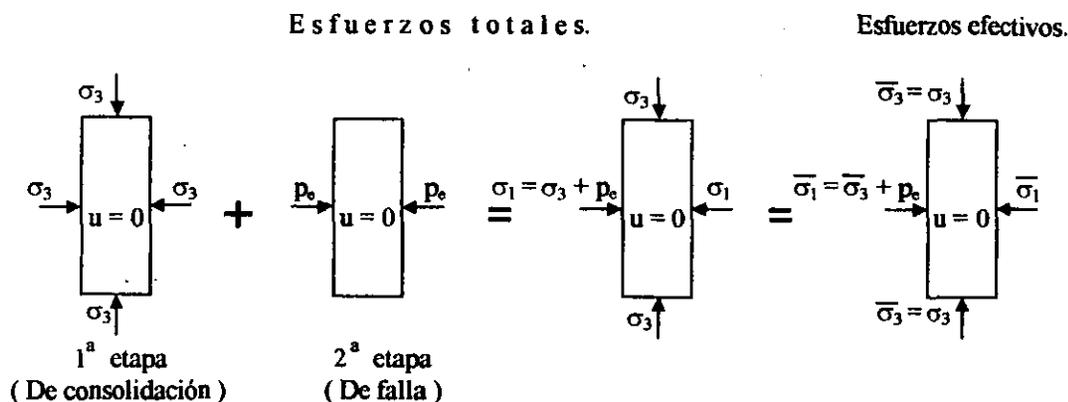


Figura V-3 Prueba con consolidación y con drenaje de extensión.

Se ha demostrado experimentalmente que en las pruebas triaxiales de extensión lentas el valor del esfuerzo desviador de falla  $p_e$  resulta ser igual al esfuerzo desviador obtenido en pruebas de compresión triaxial lentas  $p_c$ , para el mismo esfuerzo confinante  $\sigma_3$

Prueba rápida consolidada. (Símbolo  $R_c$ ). Prueba con consolidación y sin drenaje.

a) De compresión

Esta prueba puede realizarse de varias maneras, en una de ellas la primera etapa consiste en consolidar el suelo por medio de la aplicación de un esfuerzo isotrópico en la muestra  $\sigma_3$  manteniendo abierta válvula que comunica a las piedras porosas con la bureta, con lo cual únicamente la fase sólida del suelo es la que soporta el esfuerzo de confinamiento, lográndose así un estado de esfuerzos efectivos iguales en todas las direcciones normales a la muestra de suelo.

Una vez que la muestra se ha consolidado disminuyendo su volumen, se procede a cerrar la válvula y posteriormente se aplica un incremento rápido de esfuerzo axial hasta que la muestra llega a la falla  $p_c$ . La característica fundamental de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante la aplicación de la carga axial hasta el período de falla.

Se podría pensar que durante la segunda etapa en la que se impide el flujo de agua de la muestra y se aplica el esfuerzo desviador todo este esfuerzo lo tomaría el agua de los vacíos de la muestra en forma de presión neutral (considerando que la muestra está totalmente saturada), pero en realidad se ha demostrado que una parte de esa presión axial la toma la fase sólida de suelo; hasta la fecha no se ha podido entender por completo este fenómeno ni las razones que lo gobiernan.

Durante la segunda etapa conforme se van aplicando los incrementos del esfuerzo desviador, se comienza a desarrollar una presión en el agua intersticial de la muestra de suelo, por lo cual los esfuerzos efectivos en el instante de la falla serán menores que los esfuerzos totales, y cuya variación entre estos esfuerzos será la cantidad que haya aumentado la presión del agua de la muestra.

El valor de la presión que se presenta en el agua del suelo en los instantes finales de la prueba antes de la falla ( $u$ ), en el caso las arcillas totalmente saturadas y normalmente consolidadas, depende directamente de la facilidad con la que está se degrada con las deformaciones impuestas.

La teoría de la elasticidad demuestra que el valor de esta presión neutral (  $u$  ) es igual a la tercera parte del esfuerzo desviador (  $p_c$  ), esto es:  $u = p_c / 3$  , pero en la realidad las mediciones efectuadas no concuerdan con la teoría de la elasticidad, ya que existen efectos plásticos que se le atribuyen a la pérdida de estructuración. En suelos de sensibilidad media a baja se han medido presiones neutrales entre  $p_c / 2$  y  $p_c$  , mientras que en suelos altamente sensibles se han llegado a medir valores de hasta  $1.5 p_c$

Los esfuerzos que se presentan en la probeta en el instante de la falla incipiente se presentan esquemáticamente a continuación.

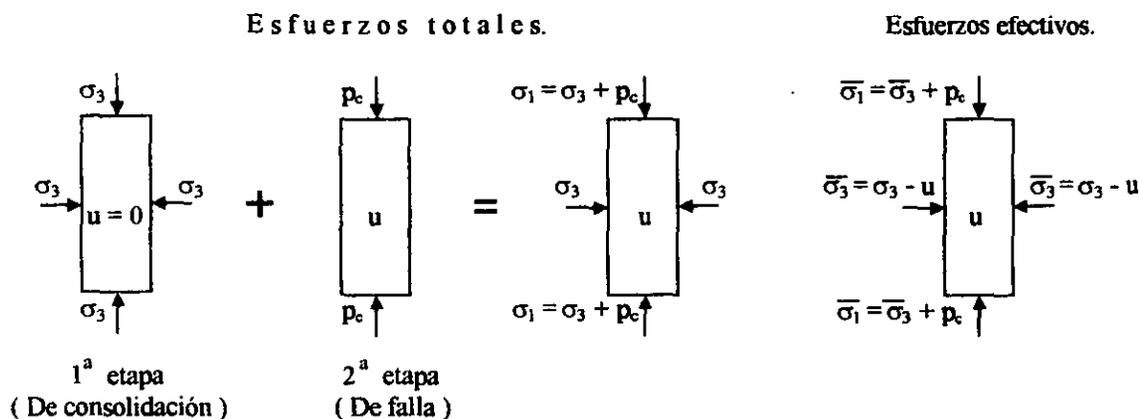


Figura V-4 Prueba con consolidación y sin drenaje de compresión.

b) De extensión.

En la primera etapa de esta prueba de extensión rápida consolidada, se procede de la misma manera que en la prueba de compresión, consolidando la muestra con un esfuerzo isotrópico (  $u$  ), posteriormente se realiza la segunda etapa incrementando el esfuerzo lateral (  $p_c$  ) hasta que el espécimen de suelo llega a la falla, pero en esta etapa se mantiene la válvula cerrada por lo cual se produce una presión en el agua del suelo (  $u$  ).

La distribución de esfuerzos en los momentos finales de la prueba se puede observar en la siguiente figura.

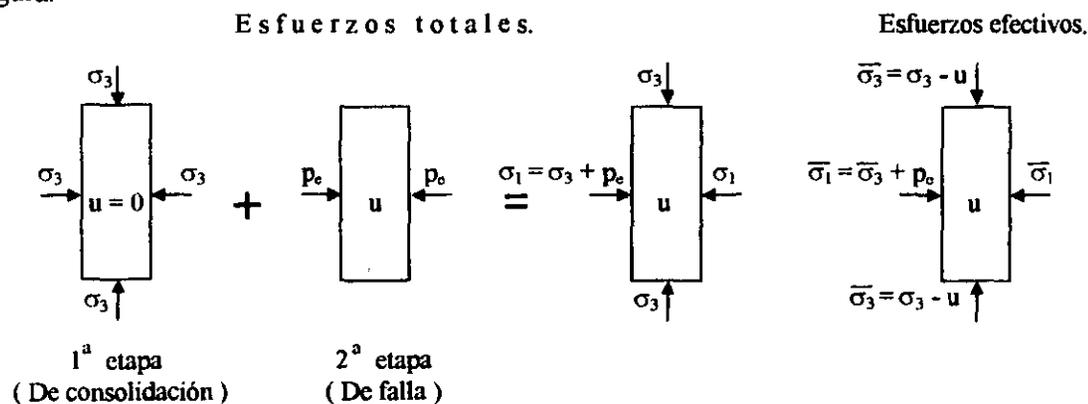


Figura V-5 Prueba con consolidación y sin drenaje de extensión.

Prueba rápida. ( Simbolo R ). Prueba sin consolidación y sin drenaje.

a) De compresión.

Los esfuerzos que se presentan en las partículas sólidas del suelo durante toda la prueba son efectivos, ya que se mantiene cerrada la válvula que comunica a la bureta de la cámara triaxial; con los cambios en el estado de esfuerzos en la muestra de suelo cuando esta se encuentra totalmente saturada, se generan presiones neutrales ya que el agua del suelo no tiene salida.

En la primera etapa se somete a la muestra de suelo a un esfuerzo hidrostático proporcionado por el agua a presión que se encuentra en el interior de la cámara triaxial, debido a este suceso y a que la válvula permanece cerrada, se genera una presión neutral en el agua de la muestra (  $u_1$  ), por lo cual las partículas sólidas de esta no se encuentran sometidas al esfuerzo de confinamiento, si no que sólo soportan el esfuerzo efectivo.

En la segunda etapa se aplica un esfuerzo axial por medio del vástago de carga hasta que la probeta llega a la falla, y también se mantiene la válvula cerrada, por esta razón, se genera en el agua del suelo una presión neutral adicional (  $u_2$  )

A continuación se ilustran los esfuerzos que soporta el suelo instantes antes de que llegue a la falla.

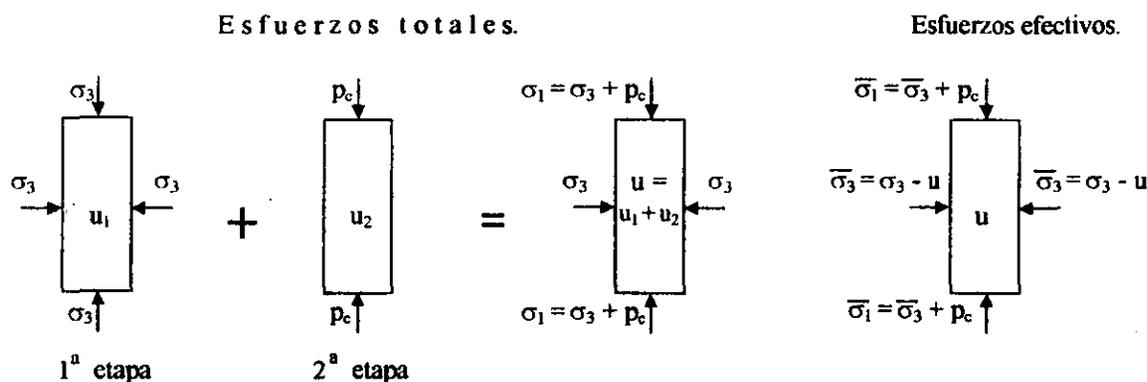


Figura V-6 Prueba sin consolidación y sin drenaje de compresión.

b) De extensión.

La primera etapa de esta prueba es similar a la de la prueba de compresión, mientras que en la segunda etapa se aplica ahora el incremento de esfuerzo lateralmente, y siempre se mantiene la válvula cerrada, por lo cual se presentan en cada una de las etapas incrementos de la presión neutral en el agua que contiene el suelo siempre que este se encuentra totalmente saturado.

El estado de esfuerzos al que se somete la probeta momentos antes de la falla se ilustra a continuación.

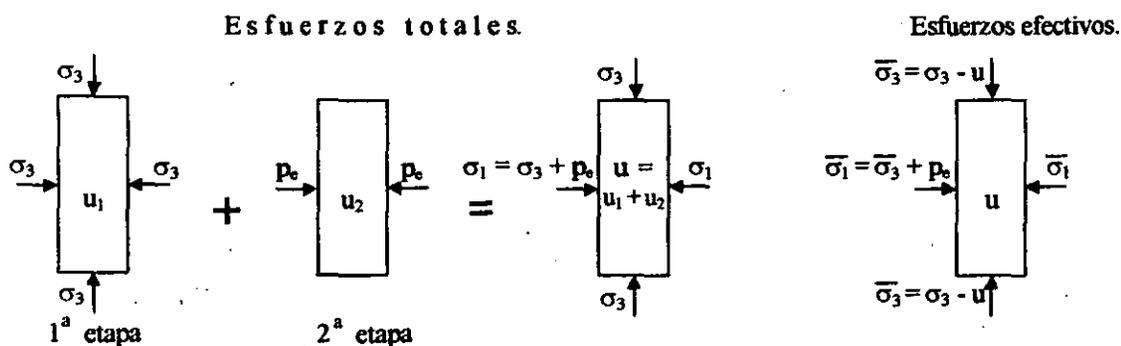


Figura V-7 Prueba sin consolidación y sin drenaje de extensión.

**b) Prueba axial.**

A este tipo de prueba también se le denomina prueba de compresión simple, y no se clasifica como una prueba triaxial ya que el espécimen de suelo no se somete a un estado de esfuerzos tridimensional como en el caso de los ensayos triaxiales.

La prueba axial es más simple que la prueba triaxial, ya que el suelo en este caso sólo se somete a un estado de esfuerzos unidireccionales provocados por una carga axial hasta que se presenta la falla; con los datos geométricos de la probeta y con los de las cargas y desplazamiento respectivos, se puede obtener una gráfica esfuerzo deformación hasta que se presenta la falla, con lo que se puede saber cuál fue el esfuerzo axial máximo que soportó la muestra y la deformación asociada a dicho esfuerzo.

Esta prueba se sigue utilizando a pesar de que no es tan refinada como la prueba triaxial, pero ofrece una manera más rápida de conocer la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, teniendo como justificación la mayor rapidez con la que se prepara la muestra y se realiza la prueba con respecto a la prueba triaxial. En el siguiente esquema se puede observar el aparato con el que se realiza el ensaye.

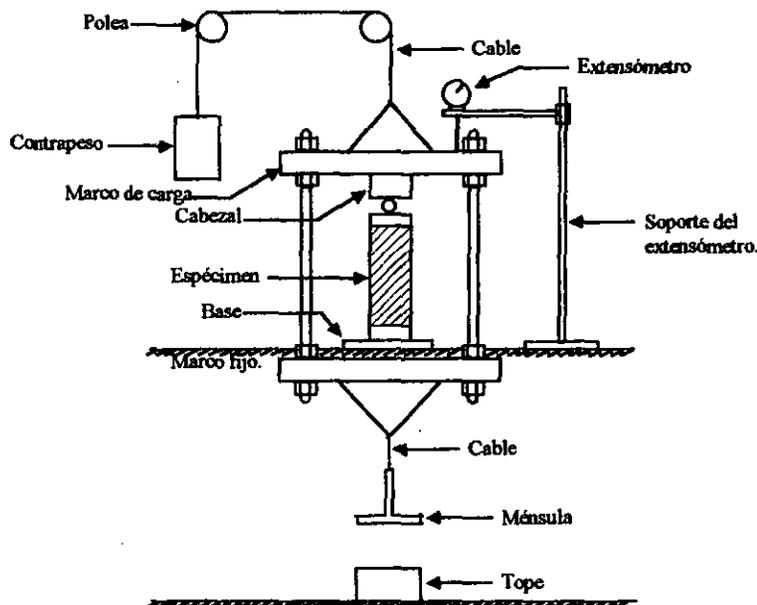


Figura V-8 Esquema de la cámara de compresión simple.

### c) Prueba de corte simple.

Durante muchos años la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante fue prácticamente la única usada para la determinación de la resistencia del suelo, aún hoy en día se sigue utilizando ya que conserva un interés práctico debido a su simplicidad, pero ha sido substituido en buena parte por pruebas más refinadas como las pruebas de compresión triaxial.

El aparato de prueba consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil que contienen a la muestra de suelo, por otro lado, arriba de la muestra y por debajo de ella se encuentran dos piedras porosas que proporcionan un drenaje libre a las muestras saturadas, mientras que en muestras secas estas piedras se substituyen por placas de confinamiento.

La parte móvil tiene un aditamento con el cual es posible aplicar una fuerza rasante que produce un esfuerzo cortante ( $\tau$ ) que depende de la magnitud de la fuerza cortante y de la geometría de la muestra de suelo, mientras que sobre la cara superior de dicha muestra se pueden aplicar cargas que proporcionan una presión normal al plano de falla ( $\sigma$ ), el cual está bien definido debido a las características del aparato.

La deformación de la muestra es medida con extensómetros en dirección vertical y horizontal; un esquema del aparato se presenta a continuación.

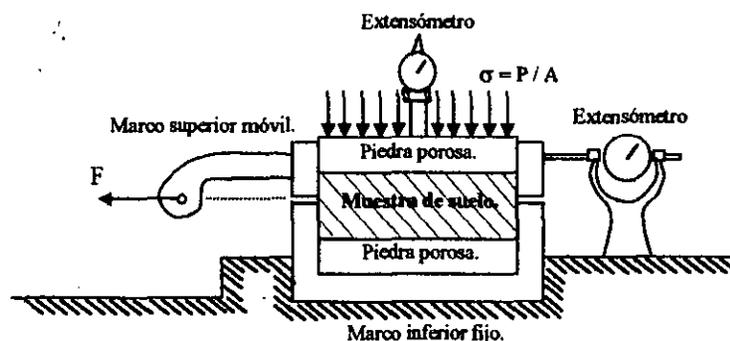


Figura V-9. Esquema del aparato de corte simple.

En esta como en todas las pruebas de resistencia de los suelos caben dos posibilidades de realización:

1. La prueba de esfuerzo controlado. La cual consiste en la aplicación de incrementos constantes de esfuerzos a la muestra de suelo.
2. La prueba de deformación controlada. En este caso se aplican los esfuerzos necesarios para que la velocidad de deformación se mantenga constante.

Con los resultados de varias pruebas se pueden graficar los valores del esfuerzo normal aplicado en el suelo y los valores del esfuerzo cortante último, y uniendo estos puntos se obtiene la línea de falla del material.

Una de las desventajas de esta prueba es que sólo debe de aplicarse a materiales con falla plástica, ya que en materiales con falla frágil los resultados de resistencia son menores que los que se obtendrían con la aplicación de un método más adecuado, esto se debe a que existen concentraciones de deformaciones tangenciales que provocan concentraciones de esfuerzos en las partes más cercanas al marco con respecto a la dirección de la fuerza cortante, por lo cual estas zonas fallaran primero, y dicha falla se dirigirá a la zona del centro de la muestra en donde los esfuerzos son menores ( falla progresiva hacia el centro ), por lo que el extensómetro mide lo que podría considerarse como la deformación media de la superficie de falla.

Por esta razón la resistencia medida en la prueba de corte directo en el momento de la falla en el caso de materiales frágiles resulta ser el promedio de los esfuerzos actuantes los cuales no representan la resistencia del suelo, si no que la resistencia obtenida es menor.

En el caso de los materiales con falla plástica esto no sucede ya que una vez alcanzada la falla, en todos los puntos de la superficie de falla los esfuerzos son iguales independientemente de cualquier concentración de deformación tangencial, y en este caso el esfuerzo último obtenido representa al esfuerzo máximo de falla; por lo tanto se puede concluir que en el caso de materiales con falla plástica como las arcillas blandas y las arenas sueltas la utilización de este método es adecuada, y para suelos con falla frágil como las arcillas rígidas y arenas compactas la prueba conduce a resultados que por lo general son demasiado conservadores.

### ***Pruebas dinámicas de laboratorio.***

Para determinar las propiedades dinámicas de los suelos en el laboratorio, se han desarrollado varias técnicas como:

- a) La columna resonante, con vibración libre o forzada.
- b) Los pulsos.
- c) Los ensayos triaxiales cíclicos.
- d) La prueba de corte simple cíclico.

#### ***a) Columna resonante.***

El profesor Zeevaert en 1967 propuso un ensaye de vibración torsionante libre, con el fin de determinar el módulo rigidez dinámico " G " en los suelos.

El aparato para la prueba consiste en una cámara triaxial, a la que a cuyo vástago se le aplica un giro pequeño  $\Delta\theta$  ( del orden de  $10^{-2}$  % ), el cual se transmite hasta la muestra de suelo previamente colocada en la cámara y consolidado a la presión confinante deseada.

Una vez que se ha girado el vástago, se libera para que comience a oscilar hasta que regrese a la posición de reposo; si el suelo fuera un material con un amortiguamiento mayor que el crítico, el vástago recobraría su posición original sin oscilar, pero en el caso general se presentan oscilaciones que disminuyen de amplitud con el tiempo hasta llegar a cero. La vibración se registra con un dispositivo eléctrico o mecánico, y se obtiene un registro del período de vibración libre amortiguada

del sistema aparato suelo  $T_d$ , y el decremento logarítmico de la amplitud de la vibración definido como :

$$\Delta = \log \delta_n / \delta_{n+1}$$

$\Delta$  Decremento logarítmico de la amplitud de la vibración.

$\delta_n$  Amplitud de la vibración en la oscilación n

$\delta_{n+1}$  Amplitud de la vibración en la oscilación n+1

Del cual se obtiene el porcentaje de amortiguamiento crítico.

$$\lambda = \Delta / 2\pi$$

Finalmente el módulo dinámico G se determina con la fórmula.

$$G = w_d^2 Z$$

En el cual

$$w_d = 2\pi / T_d$$

y Z en una constante del aparato cuyo valor depende de las características geométricas del espécimen y del aparato ( Momento polar de inercia, masas del equipo, fricción, etc. )

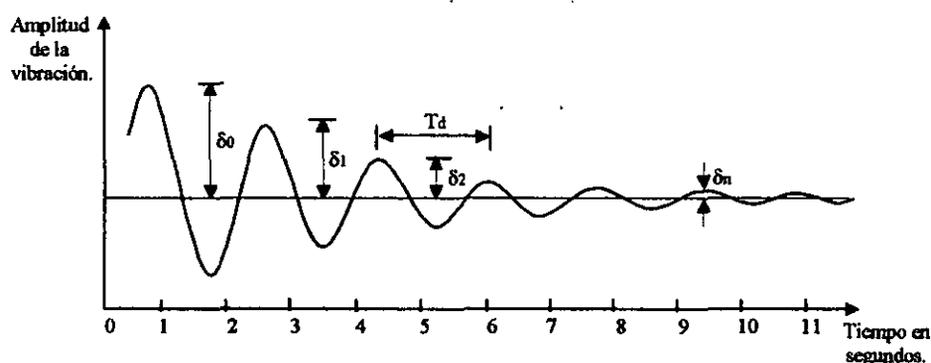


Figura V-10 Registro típico de una prueba de torsión libre.

El ensaye de la columna resonante con vibración forzada es similar al anterior, solo que en este caso se aplican vibraciones forzadas torsionantes ó longitudinales, y se hace variar la frecuencia de la vibración forzada inducida en el espécimen hasta obtener la condición de resonancia en el primer modo de vibración. La resonancia es la condición en la que la amplitud de la vibración de respuesta del espécimen de suelo es máxima.

Este tipo de estudios se basa en la teoría de la propagación de las ondas en barras prismáticas; de acuerdo con esta teoría, la frecuencia de resonancia de una barra depende de sus condiciones de frontera, distinguiéndose tres casos:

Caso I. Ambos extremos libres o empotrados.

$$w_n = (n\pi / L) c_w$$

$$n = 1, 2, 3, \dots$$

Caso II. Un extremo empotrado y el otro libre.

$$w_n = (n\pi / 2L) c_w$$

$$n = 1, 3, 5, \dots$$

Caso III. Un extremo empotrado y en el otro un peso  $w_m$ .

$$(w_n L / c_w) \tan (w_n L / c_w) = w_b / w_m \quad \text{ó} \quad I_b / I_m$$

donde :

- $w_n$  Frecuencia circular del modo de vibración correspondiente en rad/seg
- $n$  Modo de vibración.
- $L$  Longitud de la barra en cm
- $c_w$  Velocidad del tipo de onda generado en el medio que forma la barra en cm/s.
- $w_b$  ó  $w_m$  Pesos de la barra y de la masa sujeta en el extremo.
- $I_b$  ó  $I_m$  Momentos de inercia de las masas de la barra y del peso sujeto en el extremo.

Las ecuaciones anteriores son válidas para el caso de ondas longitudinales de barra y para ondas de cortante.

Para el caso de las ondas de cortante, la velocidad de la onda de corte en la muestra de suelo  $c_w$  es igual a la velocidad de la onda de corte del suelo en el campo  $c_s$  ( si el suelo es homogéneo ); y para las ondas de longitudinales o de compresión, la velocidad de la onda de compresión en la muestra de suelo  $c_b$  es diferente a la velocidad de onda de compresión en el campo  $c_p$ .

Por otro parte, es recomendable utilizar las frecuencias de resonancia de los tres primeros modos de vibración para obtener una estimación más precisa de la velocidad de onda bajo consideración.

$$f_n = w_n / 2\pi$$

- $f_n$  Frecuencia natural del modo de vibración correspondiente en ciclos/seg
- $w_n$  Frecuencia circular del modo de vibración correspondiente en rad/seg

Una vez conocidas las frecuencias de resonancia de cualquiera de los tres primeros modos de vibración, y tomando en cuenta las condiciones de frontera del espécimen y el tipo de onda generado, se pueden determinar las velocidades del suelo  $c_b$  ó  $c_s$  con las ecuaciones anteriores, mientras que los módulos dinámicos  $G$  ( módulo de rigidez dinámico ) y  $E$  ( módulo de elasticidad dinámico ) se determinan con las siguientes expresiones.

$$E = \rho c_b^2$$

$$G = \rho c_a^2$$

donde :

$$\rho = \gamma_m / g$$

$\gamma_m$  Peso volumétrico del suelo.

$g$  Aceleración de la gravedad.

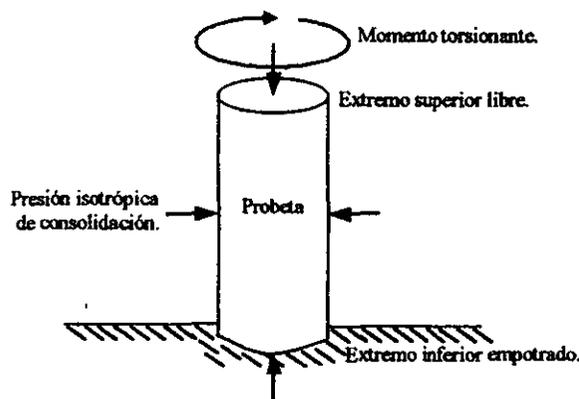
Conocidos los módulos E y G se puede determinar la relación de Poisson  $\nu$  con la siguiente expresión:

$$E / G = 2 ( 1 + \nu )$$

El Instituto de Ingeniería de la UNAM tiene un aparato que permite aplicar torsión o excitación longitudinal indistintamente ( Cámara Drnevich ), aunque el ensaye dinámico a torsión es el más común.

El aparato de columna resonante tipo Drnevich consiste en una cámara de confinamiento en la cual se coloca una muestra de suelo ( sólida o hueca ) sujeta en su base, y en la parte superior de la muestra se fija una placa en cuyos extremos se encuentran cuatro imanes, los cuales están dentro de cuatro bobinas fijas a una base rígida y a las que se les hace pasar un voltaje variable con una onda conocida ( triangular, senoidal, etc. ) y cuya frecuencia se varía a voluntad; por esta razón, en la bobinas se genera un campo magnético variable de igual forma de onda que el voltaje, con lo cual se produce un momento torsionante cíclico en el espécimen.

De esta forma se tiene una probeta fija en su base y libre en su parte superior que está excitada a torsión con respecto al eje vertical de la muestra.



*Figura V-11 Esquema de los esfuerzos a los que está sometida la muestra de suelo durante la prueba columna resonante con excitación torsional.*

Un generador de funciones produce una corriente de magnitud y frecuencia variable que es aumentada por un amplificador antes de llegar a las bobinas excitadoras; las características de la corriente ( frecuencia y voltaje ) se pueden observar en el eje " x " de un osciloscopio.

Para observar la respuesta angular del material se utiliza un acelerómetro colocado en el oscilador, que permite medir la variación de la aceleración con el tiempo; la salida del acelerómetro se aumenta por medio de una amplificador de carga y se puede observar en el eje " y " del osciloscopio;

observando los ejes "x" y "y" se puede saber cuando la muestra está en resonancia, mientras que el transductor de desplazamiento mide la deformación axial del espécimen durante la prueba.

Para aplicar la presión confinante se emplea un cilindro de lucita que rodea la muestra y se apoya sobre la base rígida; el medio confinante es aire, pero se puede emplear agua en contacto con la muestra.

Se cuenta con dos bases especiales para muestras huecas y sólidas que pueden ser unidas a la base rígida, y en una de ellas (base para la muestra sólida) se tiene un transductor de la presión de poro.

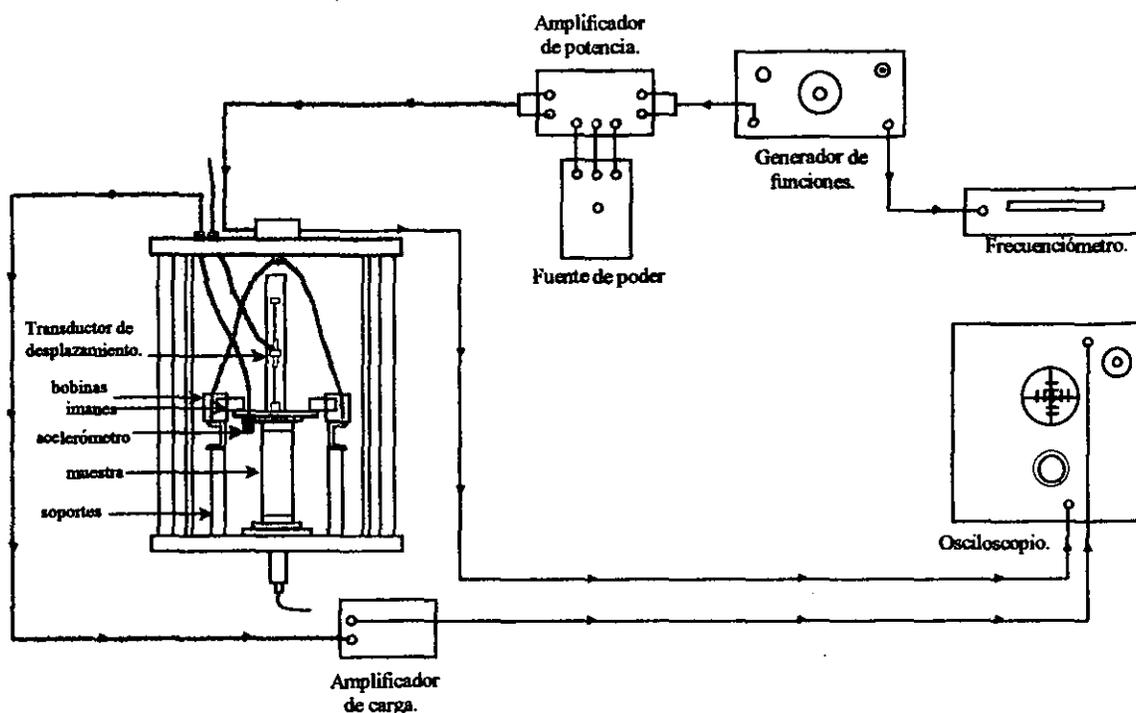


Figura V-12 Esquema del aparato de columna resonante.

El arreglo del espécimen corresponde al caso de una barra empotrada en un extremo y libre en el otro, mientras que las señales de entrada y salida se registran en un osciloscopio. La deformación angular media se calcula con :

$$\gamma = w a_{\text{máx}} / f^2$$

$\gamma$  Deformación angular media.

$w$  Constante que depende del diámetro y altura del espécimen de suelo.

$a_{\text{máx}}$  Aceleración máxima.

$f$  Frecuencia de oscilación en ciclos/seg

Otro parámetro importante que se puede obtener es el amortiguamiento del suelo, ya sea con el ensaye torsionante de vibración libre o forzada.

**b) Pulsos.**

Este ensaye consiste en propagar una onda de corte o compresional a través de un espécimen cilíndrico de suelo. La muestra de suelo recibe la presión confinante deseada, y en la base y la tapa de esta se colocan cristales piezoeléctricos, estos cristales tienen la propiedad de que al ser excitados eléctricamente producen un movimiento mecánico, y también si se les aplica un movimiento mecánico producen una corriente eléctrica.

Dependiendo de la posición de los cristales se producen ondas de corte o compresionales; la prueba se realiza excitando con un pulso eléctrico los cristales de la tapa del espécimen, lo cual provoca que la onda viaje a través del suelo hasta llegar a la base, en donde los cristales piezoeléctricos de la base se excitan mecánicamente y responden generando un pulso eléctrico.

Las señales de entrada y salida se registran en un osciloscopio, de tal manera que se conoce el tiempo transcurrido entre el pulso de el entrada y el de salida  $\Delta t$  ; con este dato y con la longitud de la muestra de suelo  $L$  se calcula la velocidad de propagación en el suelo del tipo de onda generado,  $c_s$  ó  $c_p$

$$c_s \text{ ó } c_p = L / \Delta t$$

Los módulos dinámicos se calculan con las siguientes expresiones.

$$G = \rho c_s^2$$

$$E = [ ( 1-\nu ) / \{ ( 1-2\nu ) ( 1+\nu ) \} ] [ \rho c_p^2 ]$$

En este tipo de pruebas se tienen problemas debido a la dispersión de la onda en el espécimen de suelo, lo cual provoca que el frente de onda se atenúe, y por lo tanto el tiempo del pulso de salida no se puede identificar con precisión, por lo cual se vuelve un problema de interpretación personal.

**c) Ensaye triaxial cíclico.**

El ensaye consiste en colocar una muestra de suelo en una cámara triaxial y consolidarla a la presión confinante deseada, posteriormente se aplica un esfuerzo desviador cíclico ó una deformación axial cíclica con una forma de onda conocida y a la frecuencia deseada.

En el caso de la prueba triaxial cíclica con esfuerzo controlado, la fuerza aplicada al espécimen y su deformación axial se detectan con un transductor de fuerza y de desplazamiento ( LVDT ), las señales de estos dispositivos se registran con un graficador; también es posible medir la variación de la presión poro por medio de un transductor de presión.

Con los datos de fuerza y desplazamiento se pueden hacer gráficas del esfuerzo normal “  $\sigma$  ” vs deformación axial “  $\epsilon$  ” para los ciclos de carga, y posteriormente se puede estimar el módulo dinámico de elasticidad ó módulo dinámico de Young  $E$  , y con las expresión  $E / G = 2 ( 1+\nu )$  se puede calcular el valor del módulo de rigidez dinámico  $G$  , mientras que el amortiguamiento  $\lambda$  depende de la magnitud de la deformación y es proporcional al área limitada por la curva histerética,

por lo cual es una medida de la capacidad de disipación de energía del material, y se puede calcular con la expresión.

$$\lambda = \text{Area limitada por la curva de histéresis} / (4\pi \cdot \text{Area OCD})$$

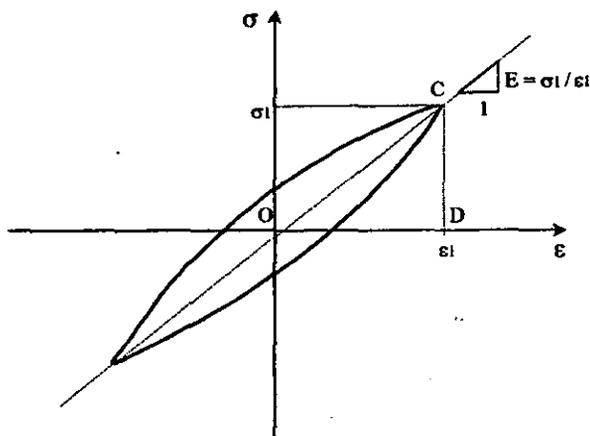


Figura V-13 Curva  $\sigma$ - $\epsilon$  de un ciclo de histéresis obtenida de un ensaye de compresión triaxial cíclico

Para el caso de la prueba triaxial cíclica con deformación controlada, en esencia se obtienen los mismos datos antes mencionados, mientras que lo más común es efectuar la prueba bajo esfuerzo controlado.

Estas pruebas además de que sirven para conocer los módulos dinámicos E y G, y el amortiguamiento  $\lambda$ , también se utilizan para conocer el número de ciclos necesarios para alcanzar la falla dinámica del suelo, así como las condiciones bajo las cuales se presentó.

De acuerdo con la forma en la que se aplica el esfuerzo desviador cíclico  $\sigma_d$ , el ensaye triaxial dinámico puede ser:

- a) En compresión, con confinamiento hidrostático.
- b) En compresión, con confinamiento anisotrópico.
- c) En compresión y extensión con confinamiento hidrostático.
- d) En compresión y extensión con confinamiento anisotrópico.

La prueba triaxial dinámica es de compresión solamente cuando el esfuerzo axial mínimo es mayor o igual que el esfuerzo confinante.

Por otro lado en la prueba triaxial dinámica de compresión y extensión, el esfuerzo axial máximo es mayor que el esfuerzo confinante y el esfuerzo axial mínimo es menor que el esfuerzo confinante pero mayor que cero.

En los siguientes esquemas se representa los diversos tipos de pruebas antes mencionados, los cuales se representan esquemáticamente en el plano de Mohr con las relaciones de esfuerzo axial  $\sigma$  contra esfuerzo cortante  $\tau$

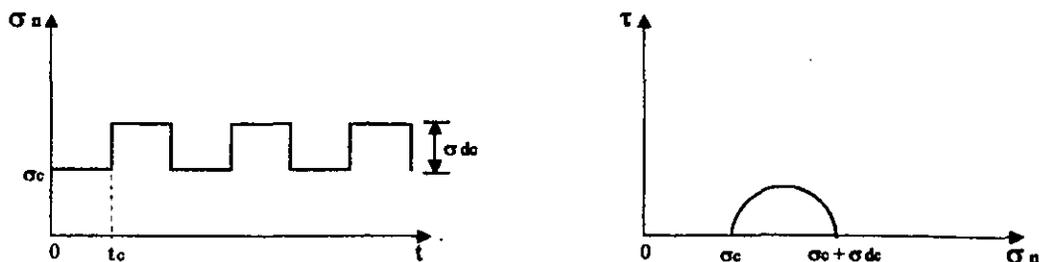


Figura V-14 Ensayo triaxial de compresión con confinamiento isotrópico ó hidrostático.

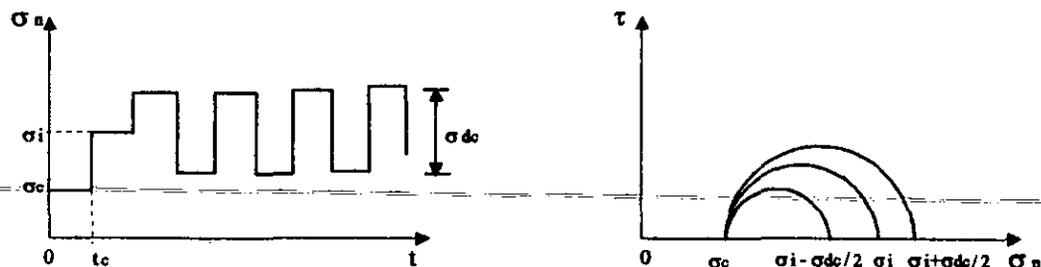


Figura V-15 Ensayo triaxial de compresión con confinamiento anisotrópico.

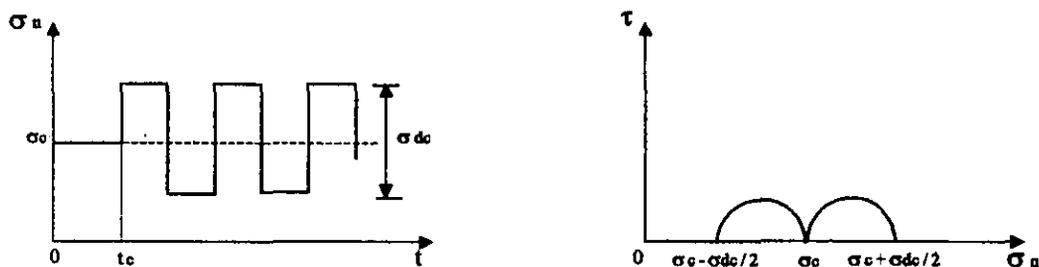


Figura V-16 Ensayo triaxial de compresión y extensión con confinamiento isotrópico ó hidrostático.

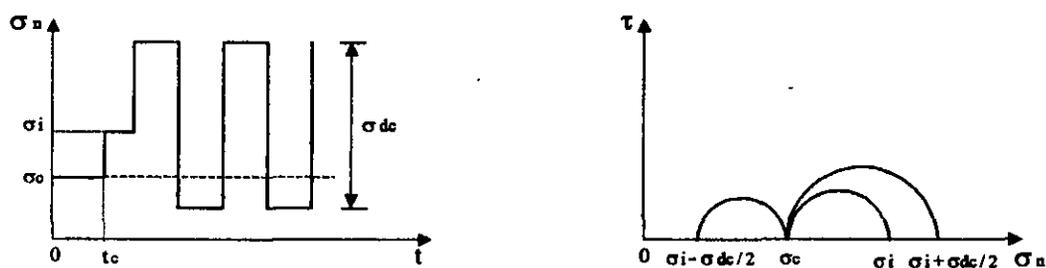


Figura V-17 Ensayo triaxial de compresión y extensión con confinamiento anisotrópico.

**Simbología**

- $\sigma_c$  Esfuerzo de consolidación.
- $\sigma_{dc}$  Esfuerzo desviador cíclico.
- $\sigma_n$  Esfuerzo normal.
- $\tau$  Esfuerzo cortante.
- $t_c$  Tiempo de consolidación.
- $\sigma_i = \sigma_c + \Delta \sigma_n$

En la siguiente figura se muestra la cámara triaxial cíclica del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

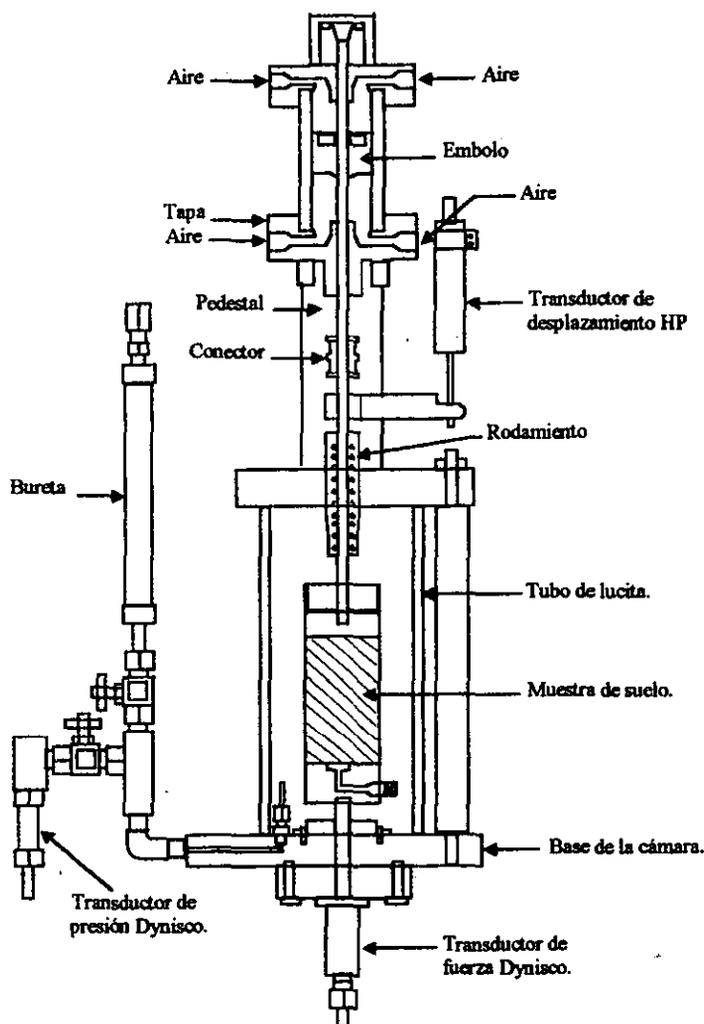


Figura V-18 Cámara triaxial cíclica.

**d) Prueba de corte simple cíclico.**

Este tipo de prueba consiste en aplicar un esfuerzo cortante cíclico a una muestra de suelo, dicha muestra se envuelve con una membrana y es confinada por medio de un resorte plano o por un recipiente de paredes móviles.

El principio de trabajo de los distintos aparatos de corte simple cíclico es similar.

El aparato de corte simple cíclico del Instituto de Ingeniería de la UNAM ( Jaime 1975 ) se ilustra a continuación.

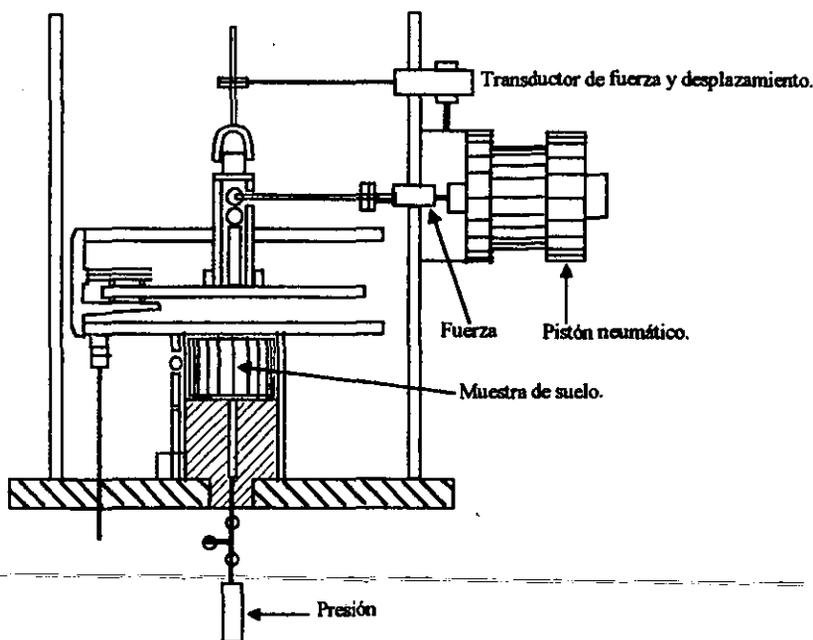


Figura V-19 Aparato de corte simple cíclico.

A la muestra de suelo se le aplica un esfuerzo vertical para consolidarla, posteriormente la probeta se somete a una fuerza cortante cíclica por medio de un gato neumático.

Durante la prueba se mide la fuerza cortante, el desplazamiento horizontal y la presión de poro. Con estos datos se pueden elaborar gráficas de esfuerzo cortante “ $\tau$ ” contra deformación angular “ $\gamma$ ” para los ciclos de carga realizados en la prueba.

Con estos datos se pueden obtener el módulo G y el porcentaje de amortiguamiento crítico  $\lambda$ ; una limitación del ensaye es que el estado de esfuerzos desarrollados en el espécimen de suelo no es totalmente de corte simple.

$$\lambda = \text{Area limitada por la curva de histéresis} / (4\pi \cdot \text{Area OCD})$$

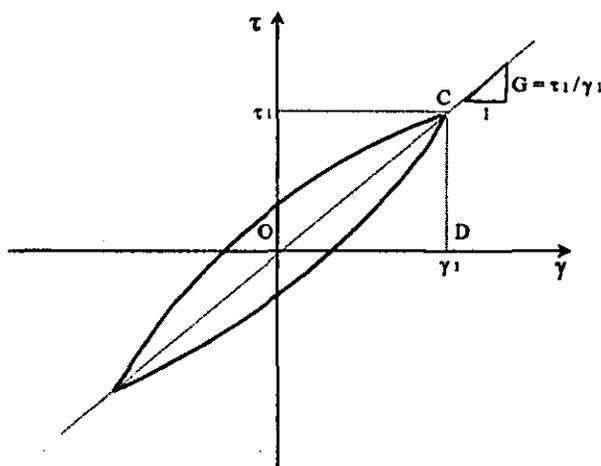


Figura V-20 Curva  $\tau$ - $\gamma$  de un ciclo de histéresis obtenida de un ensaye de corte simple cíclico.

La selección del tipo de ensayo de laboratorio para obtener las propiedades dinámicas de un suelo depende del problema específico que se este estudiando y del nivel de deformación esperado.

### *Pruebas dinámicas de campo.*

Para obtener las propiedades dinámicas de los suelos se pueden utilizar los ensayos de campo; este tipo de pruebas en general consisten en dos etapas que son :

- a) Generar una onda o un tren de ondas previamente definidas en el suelo.
- b) Registrar e interpretar adecuadamente las respuestas del suelo.

Los métodos de campo proporcionan información relativa a la forma en la que se propaga la excitación en el suelo, lo que aunado al tipo de onda generado y al tiempo que tarda en arribar desde la fuente hasta los aparatos de medición, permite estimar la velocidad de propagación de la onda en el material considerado. Finalmente usando la teoría de la elasticidad se determinan los módulos dinámicos.

En general en el suelo se propagan dos tipos de ondas que son: las ondas de cuerpo y las ondas de superficie. Las ondas de cuerpo pueden ser de compresión ( ondas P ) o de corte ( ondas S ); y desde el punto de vista de la Ingeniería Civil, la onda de superficie más importante es la onda de Rayleigh ( onda R ).

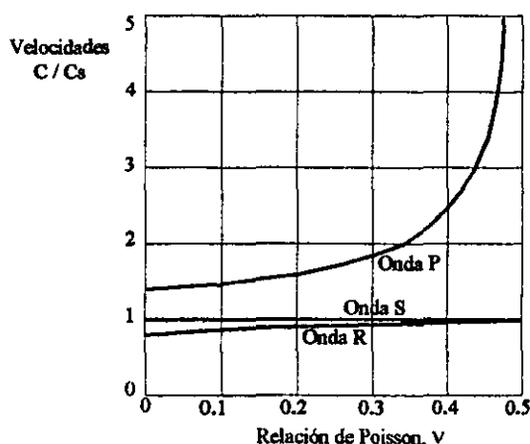
Las ondas de compresión excitan las partículas de suelo en la misma dirección en la que se propagan, produciendo al suelo compresiones y dilataciones alternadas, por lo cual provocan al material cambios de volumen. Cuando el suelo está saturado, se ha encontrado que se producen dos tipos de ondas de compresión, una onda se transmite a través del fluido y la otra a través del suelo; la velocidad de propagación de la onda de compresión en el fluido es mayor que la onda que se transmite en la estructura del suelo, por este motivo los métodos de campo que miden la velocidad de transmisión de las ondas P cuando el suelo está saturado, en realidad lo que identifican es la velocidad de la onda de compresión del agua que se encuentra en el sitio de estudio.

Por otro lado las ondas de corte o ondas S excitan a las partículas de suelo en dirección perpendicular a su propagación, y le producen deformaciones angulares sin cambio de volumen. A diferencia de las ondas P las ondas S sólo se transmiten a través de la estructura del suelo a pesar de que este se encuentre saturado, esto se debe a que el agua no tiene rigidez al cortante.

En lo que respecta a las ondas de superficie y en particular a las ondas de Rayleigh, estas se transmiten en bandas angostas limitadas en la parte superior por la superficie del terreno. Estas ondas producen al suelo un movimiento elíptico retrogrado con respecto a la dirección de propagación.

Cuando el medio en el que se transmiten las ondas se encuentra estratificado, se producen nuevos tipos de ondas generados por efectos de reflexión y refracción de dichas ondas, lo cual complica la medición e interpretación de los registros obtenidos en el campo.

En la siguiente gráfica se puede apreciar la velocidad de los diferentes tipos de onda con relación a la velocidad de la onda de corte  $C_s$  y a la relación de Poisson  $\nu$ .



**Figura V-21** Velocidad de propagación los diferentes tipos de ondas en el suelo " C " con respecto a la velocidad de las ondas de corte " Cs " y a la relación de Poisson "  $\nu$  ".

Se puede apreciar que las velocidades de las ondas de corte  $C_s$  y de las ondas Rayleigh  $C_R$  son muy similares, mientras que las velocidades de las ondas compresionales son superiores a estas dos, y aumentan con relación a ellas cuando aumenta la relación de Poisson del suelo considerado.

Para obtener las propiedades dinámicas de los suelos en el campo se utilizan dos clases de métodos que son :

- a) Los métodos geofísicos.
- b) Los métodos de oscilación forzada.

Entre las técnicas geofísicas más utilizadas en la práctica están el método de refracción y las pruebas con sondeos, mientras que el método de oscilación forzada más popular es el oscilador de masas excéntricas.

**a) Ensaye de refracción.**

De acuerdo con la teoría de propagación de ondas en medios elásticos, se sabe que una onda la viajar por un medio y al chocar o pasar a otro con densidad distinta al primero ( velocidad de propagación de onda diferente ) sufre reflexión o refracción, y en el caso de un tren de ondas con diferentes direcciones de propagación se presentan ambos.

La reflexión consiste en que una onda que viaja por un medio, al chocar contra otro cambia su trayectoria regresándose por el primero, y siguiendo una dirección con ángulo igual al definido por la trayectoria de entrada con la perpendicular al plano de incidencia ( la cara del otro medio ); una situación similar sería la de una bola de billar sin efecto que al golpear contra la banda cambia su trayectoria con un ángulo de salida igual ángulo de entrada.

La refracción se produce cuando una onda que viaja en un medio cambia su trayectoria al pasar a otro; este fenómeno se puede observar, por ejemplo, al introducir un lápiz en un vaso con agua, en donde se aprecia el lápiz como si se doblara.

La Ley de Snell relaciona las velocidades de propagación de las ondas en dos medios con sus respectivos ángulos de incidencia y refracción.

$$C_1 / \text{sen } i = C_2 / \text{sen } i_r$$

donde :

- $C_1$  Velocidad de propagación de la onda en el medio 1
- $C_2$  Velocidad de propagación de la onda en el medio 2
- $i$  Angulo de incidencia.
- $i_r$  Angulo de refracción.

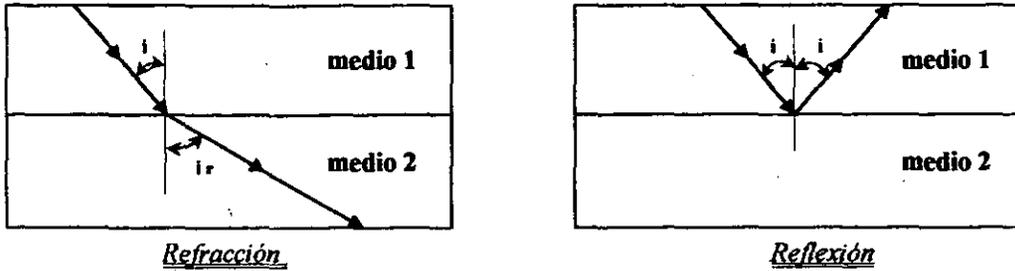


Figura V-22 Refracción y reflexión de las ondas en el suelo.

Para que el rayo refractado siga la frontera entre los medios, se requiere que  $i_r = 90^\circ$ , esto se conoce como refracción total. La onda así refractada a lo largo de su trayectoria produce ondas que regresan por el primer medio con un ángulo igual al ángulo de incidencia crítica  $i_o$ , este ángulo de incidencia crítica  $i_o$  es el necesario para que  $i_r = 90^\circ$

El método de refracción empleado en la Ingeniería Civil se basa en la refracción total, por lo cual la Ley de Snell para el caso de la refracción total se escribe:

$$C_1 / \text{sen } i = C_2 / \text{sen } i_r$$

$$C_1 / \text{sen } i_o = C_2 / \text{sen } 90^\circ$$

$$\text{sen } i_o = C_1 / C_2$$

Por condición del ensaye el ángulo de incidencia crítica  $i_o$  debe ser menor de  $90^\circ$ , razón por la cual el seno de  $i_o$  es menor que uno, y consecuentemente  $C_1$  debe ser menor que  $C_2$ . Esto implica que el método de refracción sólo se puede utilizar cuando los estratos más superficiales tienen velocidades de propagación de ondas menores con relación a los estratos más profundos.

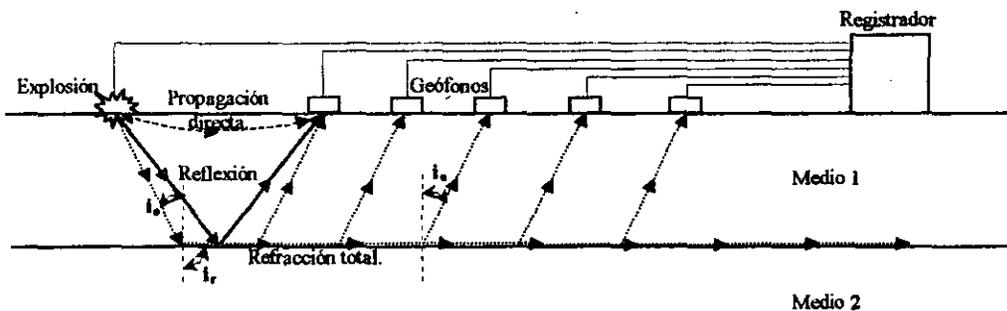


Figura V-23 Método de refracción.

En la práctica las ondas se generan en la superficie por medio de un martillo pesado o una masa golpeando contra una placa de acero, pero también se pueden utilizar pequeñas cargas de explosivo colocadas en un barreno poco profundo ( 1 ó 2 m ); en cada uno de estos casos se generan ondas P, S y R que viajan en trayectorias definidas por semiesferas concéntricas ( en todas direcciones ), por lo cual también se producen ondas de reflexión y refracción.

Puede demostrarse matemáticamente que las ondas reflejadas ( reflexión ) tardan más tiempo en llegar a la superficie con respecto a las ondas refractadas totalmente, por lo tanto las primera señal registradas en la superficie por medio de los geófonos corresponde a las ondas refractadas totalmente.

Los geófonos colocados en la cercanía de la fuente generadora de ondas captan primero las ondas que viajan directamente en el primer medio, sin embargo, existe una distancia crítica con respecto a la fuente  $d_0$  en la que la onda directa y la onda refractada totalmente arriban al mismo tiempo, pero más allá de ella la onda refractada llega primero.

La prueba se lleva a cabo tendiendo una línea de geófonos, posteriormente se genera un tren de ondas las cuales son captadas por cada uno de los geófonos, y se registra con un graficador u osciloscopio el tiempo de llegada de estas, después se genera otro tren de ondas en el extremo opuesto de la línea de tendido y se vuelven a registrar los tiempos de arribo de las ondas con respecto a la fuente.

Con estos datos y las distancias de cada uno de los geófonos con respecto a la fuente se elaboran gráficas domocrónicas ( tiempo-distancia ), en las que se puede determinar las velocidades de las ondas P de cada uno de los estratos que forman el subsuelo, estas velocidades se determinan como el recíproco de las pendientes de las rectas; también se puede obtener gráficamente la distancia crítica  $d_0$ .

El espesor  $h$  del primer estrato en el caso de dos estratos horizontales se determina con la expresión:

$$h = [d_0 / 2] [ (C_2 - C_1) / (C_2 + C_1) ]^{1/2}$$

$h$  Espesor promedio del primer estrato.

$d_0$  Distancia crítica.

$C_2, C_1$  Velocidades de propagación promedio de las ondas P en los medios 2 y 1 respectivamente.

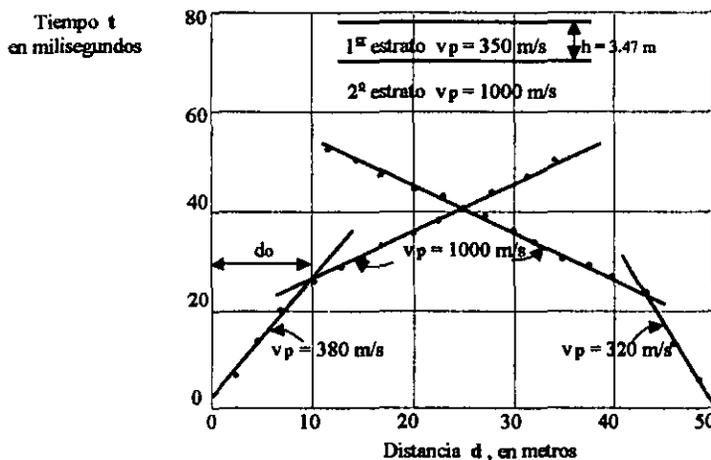


Figura V-24 Curvas domocrónicas para el caso de dos capas horizontales.

Cuando las gráficas tiempo-distancia son asimétricas, significa que el contacto entre los dos estratos es inclinado, sin embargo, cuando en la gráfica domocrónica aparecen dos rectas simétricas con respecto al centro del tendido, se puede asegurar que se trata de un medio homogéneo cuya velocidad de propagación de onda es igual al recíproco de la pendiente de cualquiera de las dos rectas.

El método de refracción puede ser utilizado para calcular la velocidad de las ondas compresionales de 2 o más estratos, ya sean horizontales o inclinados con ayuda de las curvas domocrónicas y usando algunas relaciones matemáticas. (PEMEX, 1975; Money, 1977)

También con este método se puede medir la velocidad de propagación de la onda de corte, esto se hace con ayuda de geófonos direccionales ( sensores que detectan perturbaciones en una sola dirección ) y generando ondas con una dirección de propagación preferente, golpeando la cara de una zanja perpendicular a la línea del tendido.

Con los valores de las velocidades de propagación de las ondas compresionales y de corte, se pueden obtener mediante relaciones matemáticas los módulos dinámicos E y G.

#### **b) Pruebas de sondeos.**

Este tipo de pruebas de campo sirven para calcular la velocidad de propagación de las ondas de cuerpo en el suelo haciendo uso de pozos de sondeos.

Existen tres tipos de pruebas que son :

- a) La prueba de los pozos cruzados ( Cross-Hole )
- b) El método de excitación en el pozo y medición en la superficie. ( Up-Hole )
- c) El método de excitación en la superficie y medición en el pozo. ( Down-Hole )

El método de excitación en el pozo y medición en la superficie ( Up-Hole ) es el más económico de las tres técnicas anteriores, ya que se puede efectuar durante la aplicación de la prueba de penetración estándar utilizando la generación de ondas del muestreador durante la exploración geotécnica; el inconveniente de esta técnica es su dificultad en la interpretación de los datos, al igual que la técnica con excitación en la superficie y medición en el pozo ( Down-Hole ), por lo cual el método de los pozos cruzados ( Cross-Hole ) es el más utilizado, ya que la interpretación de los resultados de la prueba es más fácil y confiable.

Básicamente el método de los pozos cruzados o método de Cross-Hole consiste en generar en las paredes o en el fondo de la excavación excitación dinámica que genere un tipo de onda conocido; midiendo el tiempo que tarda la onda en recorrer la distancia entre los dos pozos y de acuerdo al tipo de onda registrado, se pueden obtener las velocidades de las ondas P o S según sea el caso estudiado, posteriormente se pueden determinar con estas lecturas los módulos dinámicos de los materiales que componen el suelo.

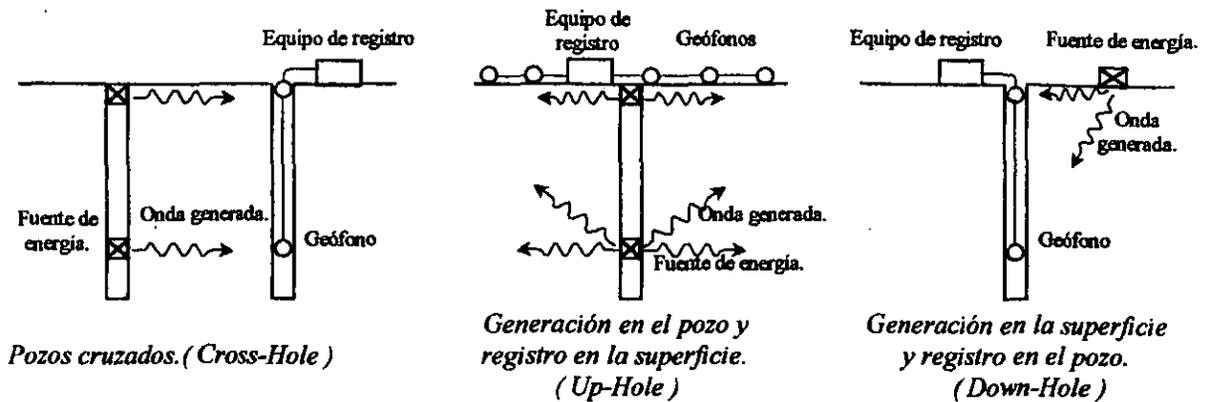


Figura V-25 Pruebas de sondeos.

**c) Método de oscilación forzada.**

Utilizando un vibrador de masas excéntricas se pueden generar ondas Rayleigh en la superficie del suelo; el método consiste en excitar al suelo verticalmente y por medio de un geófono detectar la vibración producida. El geófono se coloca a diferentes distancias del oscilador con el objeto de determinar aquellas en las cuales la respuesta del suelo esté en fase con la excitación; los puntos del suelo que vibran en fase con la excitación se encuentran separados entre si a una distancia igual a la longitud de la onda generada, y debido a que se conoce la frecuencia de la vibración del oscilador, se puede calcular la velocidad de la onda de Rayleigh con la expresión:

$$C_R = L_R f$$

donde:

- $C_R$  Velocidad de propagación de la onda de Rayleigh.
- $L_R$  Longitud de la onda.
- $f$  Frecuencia de la oscilación en ciclos/seg.

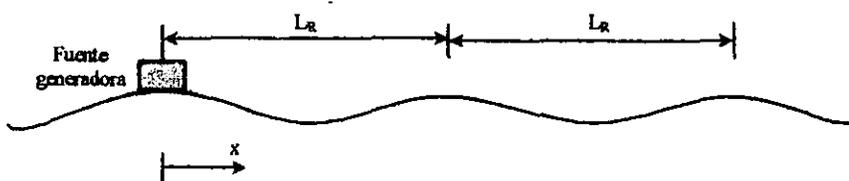


Figura V-26 Propagación de las ondas de Rayleigh.

La profundidad investigada con este método es aproximadamente igual a la mitad de la longitud de la onda, y la velocidad que se determina con este método es el promedio de las velocidades de propagación de las ondas en el suelo hasta dicha profundidad.

Con este método se puede estimar la velocidad de las ondas de corte a partir de la velocidad de propagación de las ondas de Rayleigh con ayuda de la gráfica que relaciona estas velocidades; con este dato se puede obtener el módulo de rigidez dinámico  $G$ .

Otra información adicional que se puede obtener con este ensaye de campo es la atenuación de la vibración con respecto a la distancia de la fuente generadora.

## Capítulo VI

### Un método para el cálculo de las deformaciones en los suelos utilizando la curva esfuerzo-deformación real.

- *Introducción*
- *Obtención de la ecuación constitutiva para el cálculo de las deformaciones instantáneas en los suelos.*
- *Integración de la ecuación constitutiva para el cálculo de las deformaciones instantáneas en los suelos cohesivos totalmente saturados.*
- *Pruebas de laboratorio para determinar los parámetros necesarios para el cálculo de las deformaciones instantáneas en la arcilla del Valle de México.*
- *Correlación del método no lineal con el método de Jambú para las deformaciones instantáneas en la arcilla del Valle de México.*
- *Obtención de la ecuación constitutiva para el cálculo de las deformaciones diferidas en los suelos.*
- *Integración de la ecuación constitutiva para el cálculo de las deformaciones diferidas en los suelos cohesivos totalmente saturados.*
- *Pruebas de laboratorio para determinar los parámetros necesarios para el cálculo de las deformaciones diferidas en la arcilla del Valle de México.*
- *Correlación del método no lineal con la prueba de consolidación unidimensional para las deformaciones diferidas en la arcilla del Valle de México.*
- *Comentarios y conclusiones.*

---

---

## Capítulo VI Un método para el cálculo de las deformaciones en los suelos utilizando la curva esfuerzo-deformación real.

### *Introducción*

En este artículo se presenta un procedimiento para determinar las deformaciones en los suelos, haciendo uso de la gráfica esfuerzo-deformación no lineal obtenida en el laboratorio.

Cabe destacar que la deformabilidad de un suelo depende fundamentalmente de dos factores:

1. Su compacidad o consistencia.
2. La presión de confinamiento a la que está sometido.

El primer efecto es muy sencillo, ya que al aumentar la compacidad o consistencia se incrementa la rigidez de la masa de suelo.

En lo que respecta a la presión de confinamiento también aumenta la rigidez de la masa de suelo; se entiende por presión de confinamiento a la presión isotrópica que actúa sobre un elemento de suelo, la cual es igual en todas direcciones.

Debido a que las relaciones esfuerzo-deformación unitaria en los suelos son no lineales, se tiene la necesidad de desarrollar métodos que tomen en cuenta este fenómeno, con el menor número posible de propiedades mecánicas. Es obvio que la ley de Hooke por si sola no cumple este propósito, pues supone una relación esfuerzo-deformación unitaria lineal, y además supone que el módulo de elasticidad no depende de la presión de confinamiento.

Por otra parte resulta difícil llevar a cabo la determinación de la deformabilidad de los suelos, sobre todo para fines prácticos de ingeniería; esto se debe fundamentalmente a que la deformabilidad en el campo puede ser muy diferente a la observada a partir de pruebas de laboratorio.

### *Obtención de la ecuación constitutiva para el cálculo de las deformaciones instantáneas en los suelos.*

Juárez Badillo (1965) es uno de los primeros investigadores que proponen una ecuación constitutiva, en la que normaliza la deformación volumétrica y el esfuerzo de confinamiento, proponiendo la siguiente relación entre ellos:

$$dV / V = - \gamma d\sigma / \sigma$$

donde :

V = Volumen del elemento de suelo.

$\sigma$  = Esfuerzo isotrópico sobre el elemento de suelo.

$\gamma$  = Coeficiente de compresibilidad del suelo.

Aún cuando la teoría de Juárez Badillo no toma en cuenta el efecto del esfuerzo desviador, se puede considerar como uno de los antecedentes más importantes para el estudio de la deformación en los suelos.

Por otra parte, de acuerdo con resultados experimentales tanto de laboratorio como de campo, la deformación de un suelo es directamente proporcional al incremento de esfuerzo desviador e inversamente proporcional al esfuerzo de confinamiento, lo cual indica que la ecuación constitutiva debe incluir estos factores.

Supongamos un elemento de suelo con un espesor inicial  $h_0$  en el que por un momento la presión efectiva de confinamiento  $p'_{co}$  se mantuviera constante.

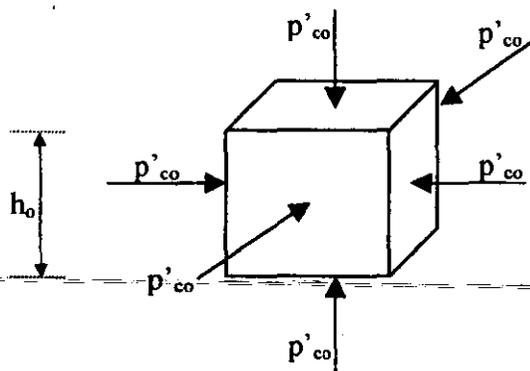


Figura VI-1 Elemento de suelo sometido a una presión efectiva de confinamiento  $p'_{co}$

Ahora si damos incrementos de esfuerzo efectivo  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$ , podemos usar una variante de la ley de Hooke para el cálculo de la deformación unitaria, es decir :

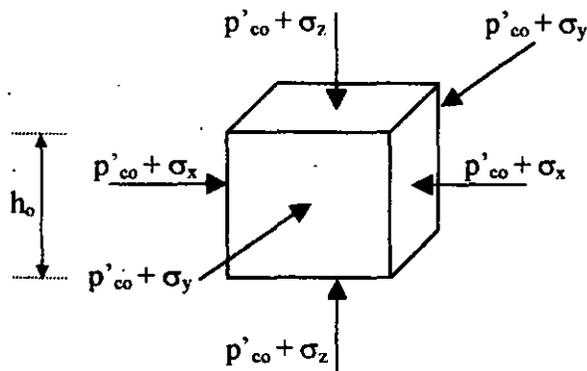


Figura VI-2 Elemento de suelo sometido a un estado tridimensional de esfuerzos efectivos.

$$\varepsilon = - [1/A] [\sigma_z - v (\sigma_x + \sigma_y)]^r \dots\dots\dots (1)$$

En donde  $[1/A]$  es un coeficiente de proporcionalidad entre el esfuerzo desviador y la deformación unitaria,  $v$  es la relación de Poisson y  $r$  es un parámetro de deformación del suelo.

Suponiendo que el espesor del elemento de suelo  $h_0$  es suficientemente pequeño para que la relación entre el incremento de esfuerzo horizontal y el incremento de esfuerzo vertical sea constante.

$$a_1 = \sigma_x / \sigma_z \dots\dots\dots (2)$$

$$a_2 = \sigma_y / \sigma_z \dots\dots\dots (3)$$

Substituyendo las ecuaciones 2 y 3 en la ecuación 1 tenemos :

$$\epsilon = - [ 1 / A ] [ \sigma_z - v ( a_1 \sigma_z + a_2 \sigma_z ) ]^f$$

$$\epsilon = - [ 1 / A ] [ \sigma_z ( 1 - v \{ a_1 + a_2 \} ) ]^f \dots\dots\dots ( 4 )$$

$$\epsilon = - [ 1 / A ] [ f \sigma_z ]^f \dots\dots\dots ( 5 )$$

siendo

$$f = 1 - v ( a_1 + a_2 )$$

$$f = 1 - v [ ( \sigma_x / \sigma_z ) + ( \sigma_y / \sigma_z ) ] \dots\dots\dots ( 6 )$$

Además como se ha mencionado anteriormente la deformación es función inversa del confinamiento; veamos a continuación cómo se toma en cuenta este efecto.

Consideremos un elemento sometido a una presión efectiva de confinamiento  $p'_{co}$  y demos incrementos de esfuerzo  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  sobre dicho elemento; estos incrementos ocasionan que la presión de efectiva de confinamiento  $p'_{co}$  aumente en un valor de  $\Delta p'_c$ , dando lugar a un nuevo valor de  $p'_c$  que vale :

$$p'_c = p'_{co} + \Delta p'_c \dots\dots\dots ( 7 )$$

En términos generales se acepta que  $\Delta p'_c$  es igual al incremento de esfuerzo normal en el plano octaédrico, o sea, que es igual al promedio de los incrementos de esfuerzo.

$$\Delta p'_c = ( 1 / 3 ) ( \sigma_z + \sigma_x + \sigma_y ) = ( 1 / 3 ) \sigma_z + ( 1 / 3 ) ( \sigma_x + \sigma_y )$$

Para fines prácticos podemos sustituir el valor de 1/3 por coeficientes, quedando el valor de  $\Delta p'_c$  de la siguiente forma :

$$\Delta p'_c = b_1 \sigma_z + b_2 ( \sigma_x + \sigma_y ) \dots\dots\dots ( 8 )$$

Y dada la experiencia  $b_1 = 1/3$  y  $b_2 = 1/3$

Substituyendo las ecuaciones 2 y 3 en la ecuación 8 tenemos:

$$\Delta p'_c = b_1 \sigma_z + b_2 ( a_1 \sigma_z + a_2 \sigma_z )$$

$$\Delta p'_c = c \sigma_z \dots\dots\dots ( 9 )$$

siendo

$$c = b_1 + b_2 ( a_1 + a_2 )$$

$$c = 1/3 + 1/3 [ ( \sigma_x / \sigma_z ) + ( \sigma_y / \sigma_z ) ] \dots\dots\dots ( 10 )$$

Substituyendo la ecuación 9 en la ecuación 7

$$p'_c = p'_{co} + c \sigma_z \dots\dots\dots (11)$$

Con los resultados anteriores podemos plantear una ecuación constitutiva general, en la que la deformación unitaria es directamente proporcional a la variante de la ley de Hooke dada por la ecuación 5, e inversamente proporcional a la presión efectiva de confinamiento inicial  $p'_{co}$  e inversamente proporcional al incremento de la presión efectiva de confinamiento  $\Delta p'_c = c \sigma_z$ , es decir ( M.I. Agustín Deméneghi Colina 2000 )

$$dh/h = - [ 1 / A ] [ ( f \sigma_z / p_a )^r d( f \sigma_z ) / p_a ] / [ ( p_{cc} + c \sigma_z ) / p_a ]^s \dots\dots\dots (12)$$

siendo

$$p_{cc} = b_3 p_t + p'_{co} \dots\dots\dots (13)$$

$r$  y  $s$  son propiedades de deformación del suelo,  $p_t$  es la resistencia al esfuerzo confinante de tensión del suelo ( correspondiente a una presión efectiva igual a cero en el suelo ),  $p_a$  es la presión atmosférica que se utiliza para hacer adimensionales los esfuerzos (  $p_a = 1.03 \text{ kg/cm}^2$  ), y  $b_3$  es un parámetro adicional que depende del tipo de suelo.

En esta ecuación la deformación es directamente proporcional al esfuerzo desviador  $f \sigma_z$ , inversamente proporcional al confinamiento inicial  $p'_{co}$  e inversamente proporcional al incremento de confinamiento  $c \sigma_z$

La ecuación 12 es una ecuación constitutiva general para el cálculo de las deformaciones instantáneas en los suelos.

A continuación se utilizará esta ecuación para resolver algunos problemas relativos a las deformaciones instantáneas en los suelos cohesivos totalmente saturados, como es el caso de los suelos arcillosos del Valle de México en los que el nivel freático está muy cerca de la superficie del terreno.

***Integración de la ecuación constitutiva para el cálculo de las deformaciones instantáneas en los suelos cohesivos totalmente saturados.***

De acuerdo con la observación del comportamiento experimental de los suelos cohesivos totalmente saturados, la deformación instantánea se presenta por un cambio de forma y a volumen constante, lo que implica que no se incrementa la presión efectiva de confinamiento (  $\Delta p'_c = c \sigma_z = 0$  ), esto es:

$$dh/h = - [ 1 / A ] [ ( f \sigma_z / p_a )^r d( f \sigma_z ) / p_a ] / [ p_{cc} / p_a ]^s \dots\dots\dots (12)$$

Considerando  $c = 0$

$$dh/h = - [ 1 / A ] [ ( f \sigma_z / p_a )^r d( f \sigma_z ) / p_a ] / [ p_{co} / p_a ]^s \dots\dots\dots (14)$$

Al variar el esfuerzo vertical de 0 a  $\sigma_z$ , el elemento de suelo disminuye su espesor  $h$  del valor inicial  $h_0$  al valor final  $h_f$

Para hallar la deformación total del elemento debemos integrar la ecuación 14 de  $h_0$  a  $h_f$  el primer miembro, y de 0 a  $\sigma_z$  el segundo miembro, y considerando  $r = 1$  tenemos:

$$\int_{h_0}^{h_f} dh/h = \int_0^{\sigma_z} [1/A] [(f \sigma_z / p_a) d(f \sigma_z) / p_a] / [p_{cc} / p_a]^s$$

$$\int_{h_0}^{h_f} dh/h = -[f^2 p_a^s / A p_a^2 p_{cc}^s] \int_0^{\sigma_z} d\sigma_z$$

$$L_n h \Big|_{h_0}^{h_f} = -[f^2 p_a^s / A p_a^2 p_{cc}^s] \sigma_z^2 / 2 \Big|_0^{\sigma_z}$$

$$L_n (h_f / h_0) = -[f^2 p_a^s / A p_a^2 p_{cc}^s] [\sigma_z^2 / 2]$$

$$(h_f / h_0) = e^{-[f^2 \sigma_z^2 / 2 A p_a^{2-s} p_{cc}^s]} \dots \dots \dots (15)$$

La deformación del elemento  $\delta$  se define como la diferencia entre el espesor inicial  $h_0$  y el espesor final  $h_f$  del elemento de suelo considerado.

$$\delta = h_0 - h_f$$

$$h_f = h_0 - \delta$$

Dividiendo entre  $h_0$  tenemos:

$$h_f / h_0 = 1 - \delta / h_0 = 1 - \varepsilon \dots \dots \dots (16)$$

Donde  $\varepsilon$  es la deformación unitaria vertical del elemento, definida como  $\delta$  entre  $h_0$

$$\varepsilon = \delta / h_0 \dots \dots \dots (17)$$

Ahora si despejamos  $\varepsilon$  en la ecuación 16 y utilizamos esta ecuación en la ecuación 15

$$\varepsilon = 1 - (h_f / h_0)$$

$$\varepsilon = 1 - e^{-[f^2 \sigma_z^2 / 2 A p_a^{2-s} p_{cc}^s]} \dots \dots \dots (18)$$

Si expresamos la ecuación 18 en términos del desplazamiento  $\delta$  con ayuda de la ecuación 17, se obtendrá una expresión como la siguiente.

$$\delta = [1 - e^{-[f^2 \sigma_z^2 / 2 A p_a^{2-s} p_{cc}^s]}] h_0 \dots \dots \dots (19)$$

La ecuación 19 proporciona la deformación instantánea de un elemento de suelo cohesivo totalmente saturado de espesor inicial  $h_0$ .

El módulo de rigidez no lineal  $A$  se puede encontrar despejando la ecuación 18

$$A = - [ \{ f^2 \sigma_z^2 \} / \{ 2 p_a^{2-s} p_{cc}^s L_n(1-\varepsilon) \} ] \dots \dots \dots (20)$$

En la práctica se realizan pruebas de compresión triaxial, cuyos resultados se substituyen en la ecuación 20 para determinar el módulo de rigidez no lineal "A"

**Pruebas de laboratorio para determinar los parámetros necesarios para el cálculo de las deformaciones instantáneas en la arcilla del Valle de México.**

Para determinar los parámetros necesarios para calcular las deformaciones instantáneas de un suelo cohesivo totalmente saturado con el método no lineal, se realizan pruebas de compresión triaxial.

En la prueba de compresión triaxial, primero se coloca la muestra de suelo en la cámara de triaxial y se protege con una membrana impermeable, posteriormente se llena la cámara con un líquido el cual rodea a la muestra de suelo, después se aplica una presión constante al líquido por lo que la muestra queda afectada por una presión de consolidación isotrópica " $p'_{co}$ ", y por medio de un vástago de carga se le aplica al suelo un esfuerzo desviador " $\sigma_z$ "

Durante la prueba se sigue una etapa de carga y una de descarga; en la etapa de carga a cada valor del esfuerzo desviador " $\sigma_z$ " le corresponde una deformación elastoplástica " $\epsilon_{cp}$ ", y durante la etapa de descarga el material se recupera de manera elástica por lo que para cada reducción del esfuerzo desviador " $\sigma_z$ " le corresponde una deformación elástica " $\epsilon_e$ ", siendo esta deformación elástica máxima cuando la reducción del esfuerzo desviador ha alcanzado el valor de del esfuerzo desviador máximo, esto ocurre cuando se ha retirado por completo la carga axial.

La siguiente figura muestra las etapas de carga y descarga de un suelo, así como las deformaciones correspondientes a la variación del esfuerzo desviador.

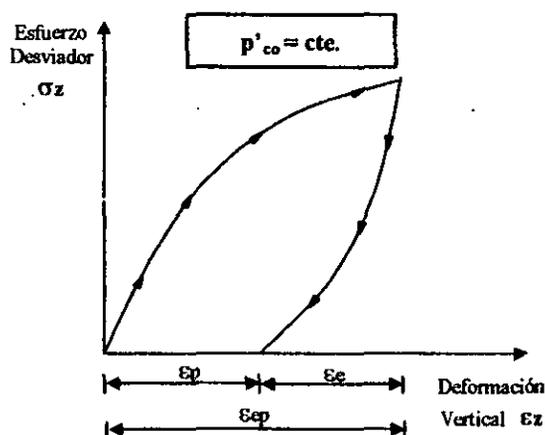


Figura VI-3 Curva de carga y descarga  $\sigma_z - \epsilon_z$

Para la expansión instantánea por excavación que según la experiencia es del mismo orden que el asentamiento por recompresión, se utilizará la deformación elástica " $\epsilon_e$ " correspondiente al tramo de descarga.

Por otro lado, para calcular el asentamiento instantáneo por compresión debido al incremento neto de carga, se utilizará la deformación elastoplástica " $\epsilon_{cp}$ " correspondiente al tramo de carga.

Como un ejemplo ilustrativo de la aplicación práctica del método calculemos el asentamiento de un estrato de suelo arcilloso localizado entre los 9.6 y 12.2m de profundidad que inicialmente tiene una presión vertical efectiva de  $p'_{vo} = 5.02 \text{ t/m}^2$  en el centro del estrato, el terreno en el que se obtuvieron las muestras de suelo está en la colonia Roma en la zona geotécnica del Lago Centro I, en donde se planea construir una estructura que transmitirá al suelo un incremento neto de carga de  $1.85 \text{ t/m}^2$ , siendo las dimensiones de la cimentación de: ancho  $B = 20\text{m}$ , Largo  $L = 45\text{m}$  y con una profundidad de  $3\text{m}$  ( El peso volumétrico promedio del suelo es de:  $\gamma = 1.265 \text{ t/m}^3$  )

Para la arcilla de la Ciudad de México se han obtenido los siguientes valores estadísticos de las propiedades de deformación.

- $\nu = 0.45$  ( Relación de Poisson. )
- $p_t = 0.08 \text{ kg/cm}^2$  ( Resistencia a tensión del suelo sin confinamiento. )
- $b_3 = 1$  ( Parámetro que depende del tipo de suelo. )
- $s = 1$  ( Parámetro de deformación del suelo. )
- $k_o = 0.4$  ( Coeficiente de empuje en reposo )

Las formulas que se van a utilizar son las siguientes:

$$p'_{co} = (1 + 2k_o) p'_{vo} / 3$$

$$f = 1 - \nu [ (\sigma_x / \sigma_z) + (\sigma_y / \sigma_z) ] \dots\dots\dots (6)$$

$$p_{ce} = b_3 p_t + p'_{co} \dots\dots\dots (13)$$

$$A = - [ \{ f^2 \sigma_z^2 \} / \{ 2 p_a^{2-a} p_{ce}^a L_n(1-\varepsilon) \} ] \dots\dots\dots (20)$$

Los parámetros que se desea obtener son el módulo de rigidez elástico  $A_e$  y el módulo de rigidez elastoplástico  $A_{ep}$  para lo cual se realizó una prueba de compresión triaxial de carga y descarga en la que se procuró que el valor del esfuerzo desviador máximo  $\sigma_z$  estuviera entre el 40 y 60% del esfuerzo de falla, ya que con este nivel de esfuerzos la gráfica  $\sigma$ - $\varepsilon$  es una curva, y para esfuerzos pequeños es casi una línea recta. La muestra se obtuvo en el centro del espesor del estrato en cuestión y se procedió a realizar la prueba triaxial considerando la presión efectiva de consolidación obtenida con la formula anterior, por lo que para  $p'_{co} = 0.301 \text{ kg/cm}^2$  y con un esfuerzo desviador máximo de  $\sigma_z = 0.3 \text{ kg/cm}^2$  se obtuvo una deformación elastoplástica de  $\varepsilon_{ep} = 0.028$  y una deformación elástica de  $\varepsilon_e = 0.018$

El valor de  $f$  durante las pruebas de compresión triaxial es igual a uno, ya que una vez aplicada la presión de confinamiento  $p'_{co}$  solo se incrementa el esfuerzo vertical  $\sigma_z$ , por lo que  $\sigma_x = \sigma_y = 0$

Para estimar la expansión instantánea por la excavación se requiere calcular el parámetro  $A_e$

$\sigma_z = 0.30 \text{ kg/cm}^2$	$\nu = 0.45$
$\varepsilon_e = 0.018$	$\sigma_x = 0.0 \text{ kg/cm}^2$
$s = 1.0$	$\sigma_y = 0.0 \text{ kg/cm}^2$
$p'_{co} = 0.301 \text{ kg/cm}^2$	$f = 1.0$
$p_t = 0.08 \text{ kg/cm}^2$	$p_{ce} = 0.381 \text{ kg/cm}^2$
$b_3 = 1.0$	$p_a = 1.03 \text{ kg/cm}^2$

$A_e = 6.31$
--------------

Para calcular el asentamiento instantáneo por compresión debido al incremento neto de carga se requiere conocer el parámetro  $A_{ep}$

$\sigma_z = 0.30 \text{ kg/cm}^2$	$\nu = 0.45$
$\epsilon_{ep} = 0.028$	$\sigma_x = 0.0 \text{ kg/cm}^2$
$s = 1.0$	$\sigma_y = 0.0 \text{ kg/cm}^2$
$p'_{co} = 0.301 \text{ kg/cm}^2$	$f = 1.0$
$p_t = 0.08 \text{ kg/cm}^2$	$p_{ce} = 0.3812 \text{ kg/cm}^2$
$b_3 = 1.0$	$p_a = 1.03 \text{ kg/cm}^2$

$A_{ep} = 4.04$

***Correlación del método no lineal con el método de Jambú para las deformaciones instantáneas en la arcilla del Valle de México.***

El método de Jambú considera que el módulo de elasticidad del suelo  $E_u$  se incrementa con la profundidad y que varía de acuerdo con la siguiente ley:

$$E_u = E_o + k p_a ( p'_{co} / p_a )^n$$

$E_u$  Módulo tangente inicial ( Es la pendiente del tramo recto inicial )

$E_{uo}$  Módulo tangente inicial correspondiente a  $p'_{co} = 0$

$k$  Es un parámetro que depende del tipo de suelo.

$p_a$  Es la presión atmosférica

$p'_{co}$  Es la presión efectiva de confinamiento.

$n$  Es un parámetro que es función de la compacidad del suelo.

El módulo tangente inicial para el caso de la expansión elástica por la excavación  $E_{uc}$ , se puede calcular en forma aproximada y solo para fines preliminares de análisis considerando los siguientes parámetro estadísticos para la arcilla del Valle de México.

$$E_{uc o} = 100 \text{ t/m}^2 \quad (\text{Módulo tangente inicial elástico correspondiente a } p'_{co} = 0)$$

$$k_{uc} = 50$$

$$n_{uc} = 0.3$$

Y para el asentamiento instantáneo por compresión debido al incremento neto de carga.

$$E_{uc o} = 75 \text{ t/m}^2 \quad (\text{Módulo tangente inicial de compresión correspondiente a } p'_{co} = 0)$$

$$k_{uc} = 35$$

$$n_{uc} = 0.3$$

Si se consideran estos parámetros para el cálculo de las deformaciones instantáneas de la arcilla del Valle de México los resultados obtenidos pueden alejarse considerablemente del comportamiento real del suelo, ya que se sabe que el comportamiento mecánico del suelo es diferente en distintos lugares de la zona del lago, y aún en para el mismo sitio varia de un estrato a otro, por lo que es más conveniente considerar para el calculo de los desplazamiento instantáneos los módulos tangentes

iniciales de los tramos de carga y descarga de la curvas de laboratorio  $\sigma$ - $\epsilon$  para la presión efectiva de consolidación equivalente calculada con las condiciones iniciales de esfuerzos en el sitio.

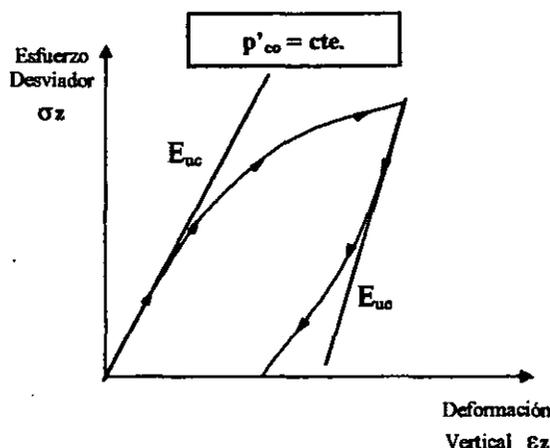


Figura VI-4 Módulos tangentes iniciales de compresión  $E_{uc}$  y elástico  $E_{ue}$

Considerando la gráfica  $\sigma$ - $\epsilon$  de la muestra de suelo obtenida en el centro del estrato considerado, se pueden obtener gráficamente el módulo tangente inicial de compresión  $E_{uc}$  y el módulo tangente inicial elástico  $E_{ue}$  tal como se ilustra en la figura VI-4 sabiendo que  $E = \sigma/\epsilon$ ; si se deseara aplicar los parámetros estadísticos del método de Jambú en la arcilla del Valle de México, estos se deben ajustar con los módulos tangentes iniciales obtenidos de la gráfica  $\sigma$ - $\epsilon$  considerando los parámetros estadísticos propuestos, y despejando el parámetro "k" de tal forma que este parámetro considere las condiciones particulares del suelo en ese sitio, por lo que para otros estratos del mismo lugar se pueden obtener los módulos tangentes iniciales con los que se pueden calcular los desplazamientos de todos los estratos con una aproximación aceptable.

Para el estrato de suelo propuesto anteriormente se obtuvo la gráfica  $\sigma$ - $\epsilon$  de la muestra de suelo sometida a una presión efectiva de consolidación de  $p'_{co} = 0.301 \text{ kg/cm}^2$ , y se determinaron los siguientes módulos tangentes iniciales:

$$E_{uc} = 223 \text{ t/m}^2$$

$$E_{ue} = 235 \text{ t/m}^2$$

Con estos valores se pueden determinar los desplazamientos instantáneos.

Para determinar la expansión elástica producida por la excavación que producirá un asentamiento de la misma magnitud se procede de la siguiente manera:

La variación de los esfuerzos producidos por la excavación se calcula con la reducción de la presión en el fondo de la excavación "q", y debido a que la profundidad de la excavación es de 3m y el peso volumétrico promedio de los estratos de suelo entre los 0 y 3m de profundidad es de  $\gamma = 1.265 \text{ t/m}^3$  se tiene:

$$q = 3.795 \text{ t/m}^2$$

Para calcular los esfuerzos se considera la profundidad z desde el nivel de desplante de la cimentación hasta el centro del estrato considerado utilizando las siguientes fórmulas.

$$\sigma_z = [q / (2\pi)] \{ [1 / (x^2+z^2) + 1 / (y^2+z^2)] \{ xyx / W \} + \tan^{-1} \{ xy / (zW) \} \}$$

$$\sigma_x = [q / (2\pi)] \{ [ \pi/2 - xyz / ((x^2+z^2) W) ] - \tan^{-1} \{ zW / (xy) \} + \{ 1 - 2\nu \} \{ \tan^{-1}(y/x) - \tan^{-1}(yW / (xz)) \} \}$$

$$\sigma_y = [q / (2\pi)] \{ [ \pi/2 - xyz / ((y^2+z^2) W) ] - \tan^{-1} \{ zW / (xy) \} + \{ 1 - 2\nu \} \{ \tan^{-1}(x/y) - \tan^{-1}(xW / (yz)) \} \}$$

$$W = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$$

Estas fórmulas proporcionan el esfuerzo en la esquina de un área rectangular cargada con una sobrecarga “ q ”, y para calcular el esfuerzo en el centro del área de la cimentación, se debe dividir esta área en cuatro rectángulos iguales considerando  $x = L/2$  ,  $y = B/2$  , y finalmente los esfuerzos obtenidos se multiplican por cuatro, que es el número de subáreas en las que se dividió el área de la cimentación por lo que se tiene:

B =	20	m
L =	45	m
x =	22.5	m
y =	10	m
z =	7.9	m
q =	3.795	t/m <sup>2</sup>
ν =	0.45	
σ <sub>z</sub> =	3.329	t/m <sup>2</sup>
σ <sub>x</sub> =	1.589	t/m <sup>2</sup>
σ <sub>y</sub> =	0.923	t/m <sup>2</sup>

Con los esfuerzos calculados anteriormente y con el módulo tangente inicial elástico se calcula la deformación vertical  $\epsilon_z$ .

$$\epsilon_z = [1 / E_{ue}] [ \sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y) ]$$

$$\epsilon_z = 0.00935$$

Sabiendo que el estrato se localiza entre los 9.6 y 12.2m de profundidad se puede calcular el espesor del estrato  $h_o$  para finalmente obtener el desplazamiento vertical producido por la expansión.

$$\delta_z = \epsilon_z h_o$$

$$h_o = 2.6 \text{ m}$$

$\delta_z = 2.43 \text{ cm}$
------------------------------

Utilizando el método no lineal para determinar la expansión elástica considerando el módulo de rigidez elástico  $A_e$  calculado anteriormente se tiene:

$$\delta = [1 - e^{- [f^2 \sigma_z^2 / 2 A p_a^{2-s} p_{cs}^s]}] h_o \dots\dots\dots (19)$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_z &= 3.329 \quad t/m^2 \\
 \sigma_x &= 1.589 \quad t/m^2 \\
 \sigma_y &= 0.923 \quad t/m^2 \\
 p'_{co} &= 3.012 \quad t/m^2 \\
 p_t &= 0.8 \quad t/m^2 \\
 b_3 &= 1.0 \\
 v &= 0.45 \\
 s &= 1.0 \\
 f &= 0.66 \\
 p_{ce} &= 3.812 \quad t/m^2 \\
 p_a &= 10.3 \quad t/m^2 \\
 h_o &= 2.6 \quad m \\
 A_e &= 6.31
 \end{aligned}$$

$\delta_x = 2.52 \quad cm$
----------------------------

Se puede observar la expansión vertical estimada del estrato de suelo obtenida anteriormente con los dos métodos es muy parecida, ya que con el método de Jambú resultó del orden de  $\delta_z = 2.43 \text{ cm}$  y con el método no lineal de  $\delta_z = 2.52 \text{ cm}$

Para cálculo del asentamiento instantáneo por compresión debido al incremento neto de carga ( $q = 1.85 \text{ t/m}^2$ ) se procede en forma similar, empleando las mismas fórmulas, pero considerando las nuevas condiciones de esfuerzo y los parámetros  $E_{uc}$  y  $A_{ep}$  obtenidos anteriormente.

Utilizando el método de Jambú se tiene:

$$\begin{aligned}
 B &= 20 \quad m \\
 L &= 45 \quad m \\
 z &= 7.9 \quad m \\
 q &= 1.85 \quad t/m^2 \\
 v &= 0.45 \\
 \sigma_z &= 1.623 \quad t/m^2 \\
 \sigma_x &= 0.775 \quad t/m^2 \\
 \sigma_y &= 0.450 \quad t/m^2 \\
 E_{uc} &= 223 \quad t/m^2 \\
 \varepsilon_z &= 0.00481
 \end{aligned}$$

$\delta_z = 1.25 \quad cm$
----------------------------

Ahora si aplicamos el método no lineal considerando  $A_{ep}$

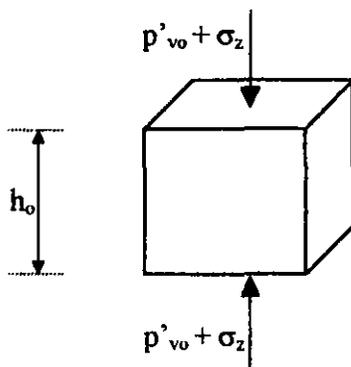
$$\begin{aligned} \sigma_z &= 1.623 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_x &= 0.775 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_y &= 0.450 \text{ t/m}^2 \\ p'_{co} &= 3.012 \text{ t/m}^2 \\ p_t &= 0.8 \text{ t/m}^2 \\ b_3 &= 1.0 \\ v &= 0.45 \\ s &= 1.0 \\ f &= 0.660 \\ p_{cc} &= 3.812 \text{ t/m}^2 \\ p_a &= 10.3 \text{ t/m}^2 \\ h_o &= 2.6 \text{ m} \\ A_{ep} &= 4.04 \end{aligned}$$

$\delta_z = 0.94 \text{ cm}$
------------------------------

En lo que respecta al desplazamiento vertical instantáneo debido al incremento neto de carga se puede observar que existe una pequeña variación de los desplazamientos obtenidos con el método de Jambú ( $\delta_z = 1.25 \text{ cm}$ ) y con el método no lineal ( $\delta_z = 0.94 \text{ cm}$ )

**Obtención de la ecuación constitutiva para el cálculo de las deformaciones diferidas en los suelos.**

Supongamos una muestra de suelo de espesor inicial  $h_o$  que esta confinada únicamente en la dirección vertical con un esfuerzo efectivo inicial  $p'_{vo}$ , y que posteriormente le aplicamos un incremento de esfuerzo efectivo vertical  $\sigma_z$ , de tal forma que solo los esfuerzos efectivos verticales produzcan la deformación diferida por cambio de volumen  $\epsilon_z$ .



*Figura VI-5 Elemento de suelo sometido a un estado de esfuerzos efectivos en la dirección vertical.*

Para reproducir el estado de esfuerzos anterior podemos colocar la muestra de suelo en un consolidómetro, ya que esta prueba a demostrado reproducir eficazmente las deformaciones diferidas ocasionadas por el incremento neto de carga en el suelo.

En este aparato sólo se puede incrementar el esfuerzo vertical, y se pueden considerar despreciables los esfuerzos horizontales producidos por el anillo que impide la deformación de la muestra de suelo en el plano horizontal.

Utilizando la variante de la ley de Hooke que habíamos obtenido anteriormente para calcular la deformación.

$$\varepsilon = - [ 1 / A' ] [ f \sigma_z ]^r \dots\dots\dots ( 5 )$$

siendo

$$f = 1 - \nu [ ( \sigma_x / \sigma_z ) + ( \sigma_y / \sigma_z ) ] \dots\dots\dots ( 6 )$$

Debido a que los esfuerzos horizontales se pueden despreciar , esto es  $\sigma_x = \sigma_y = 0$  y que además se le impide a la muestra deformarse en cualquier dirección horizontal lo que implica que  $\nu = 0$  , se puede concluir que para las deformaciones diferidas  $f = 1$

$r$  es un parámetro de deformación del suelo que puede adquirir valores enteros positivos, por lo que la deformación unitaria diferida  $\varepsilon$  se puede expresar de la siguiente manera:

$$\varepsilon = - [ 1 / A' ] f \sigma_z^r \dots\dots\dots ( 21 )$$

Utilizando este resultado se puede plantear una ecuación constitutiva general, en la que la deformación unitaria diferida es directamente proporcional a la variante de la ley de Hooke dada por la ecuación 21 , inversamente proporcional a la presión efectiva vertical inicial  $p'_{vo}$  e inversamente proporcional al incremento de la presión efectiva vertical  $\sigma_z$  , es decir ( M.I. Agustín Deméneghi Colina 2000 )

$$dh / h = - [ 1 / A' ] [ f \sigma_z^r d\sigma_z ] / [ p_{ve} + \sigma_z ]^s \dots\dots\dots ( 22 )$$

siendo

$$p_{ve} = b_3 p_t + p'_{vo} \dots\dots\dots ( 23 )$$

$r$  y  $s$  son parámetros de deformación del suelo y  $b_3$  es un parámetro adicional que depende del tipo de suelo.

***Integración de la ecuación constitutiva para el cálculo de las deformaciones diferidas en los suelos cohesivos totalmente saturados.***

Para hallar la deformación diferida en suelos cohesivos totalmente saturados, debemos integrar la ecuación constitutiva general para el cálculo de las deformaciones diferidas en los suelos.

$$dh / h = - [ 1 / A' ] [ f \sigma_z^r d\sigma_z ] / [ p_{ve} + \sigma_z ]^s \dots\dots\dots ( 22 )$$

Si en la ecuación 22 integramos el primer miembro desde  $h_0$  hasta  $h_f$  y el segundo miembro desde 0 hasta  $\sigma_z$  , y considerando  $r=0$  y  $s=1$  tenemos:

$$\int_{h_0}^{h_f} dh / h = \int_0^{\sigma_z} [1 / A'] [f d\sigma_z] / [p_{vc} + \sigma_z]$$

$$\int_{h_0}^{h_f} dh / h = - [f / A'] \int_0^{\sigma_z} d\sigma_z / [p_{vc} + \sigma_z]$$

Haciendo un cambio de variable.

$$u = p_{vc} + \sigma_z$$

$$du = d\sigma_z$$

Substituyendo estas expresiones en la ecuación original.

$$\int_{h_0}^{h_f} dh / h = - [f / A'] \int_0^{\sigma_z} du / u$$

$$L_n h \Big|_{h_0}^{h_f} = - [f / A'] L_n u \Big|_0^{\sigma_z}$$

$$L_n h_f - L_n h_0 = - [f / A'] [L_n (p_{vc} + \sigma_z) - L_n p_{vc}]$$

$$L_n (h_f / h_0) = - [f / A'] [L_n \{(p_{vc} + \sigma_z) / p_{vc}\}]$$

$$L_n (h_f / h_0) = L_n \{(p_{vc} + \sigma_z) / p_{vc}\}^{-[f / A']}$$

$$(h_f / h_0) = \{(p_{vc} + \sigma_z) / p_{vc}\}^{-[f / A']} \dots \dots \dots (24)$$

Llamemos  $\delta$  a la deformación del elemento.

$$\delta = h_0 - h_f$$

$$h_f = h_0 - \delta$$

Dividiendo entre  $h_0$  la última expresión.

$$h_f / h_0 = 1 - \delta / h_0 = 1 - \epsilon \dots \dots \dots (25)$$

Donde  $\epsilon$  es la deformación unitaria vertical del elemento definida como  $\delta$  entre  $h_0$

$$\epsilon = \delta / h_0 \dots \dots \dots (26)$$

Ahora si despejamos  $\epsilon$  de la ecuación 25 y sustituimos la ecuación 24 tenemos :

$$\epsilon = 1 - (h_f / h_0) \dots \dots \dots (27)$$

$$\epsilon = 1 - [\{(p_{vc} + \sigma_z) / p_{vc}\}^{-[f / A']}] \dots \dots \dots (28)$$

Si expresamos la ecuación anterior en términos del desplazamiento  $\delta$  sabiendo que  $\epsilon = \delta / h_0$

$$\delta = (1 - [\{(p_{vc} + \sigma_z) / p_{vc}\}^{-[f / A']}]) h_0 \dots \dots \dots (29)$$

La ecuación 29 sirve para calcular la deformación vertical diferida ocasionada por el incremento neto de carga, de un elemento de suelo cohesivo totalmente saturado.

Para la arcilla de la Ciudad de México se obtienen los siguientes valores estadísticos de las propiedades de deformación,  $b_3 = 1$ ,  $p_t = 0.8 \text{ t/m}^2$ ; además se sabe que en todos los casos  $f = 1$

El módulo de rigidez no lineal  $A$  se puede encontrar despejando la ecuación 28

$$\varepsilon = 1 - \left[ \left\{ \frac{p_{ve} + \sigma_z}{p_{ve}} \right\}^{-\left( \frac{f}{A'} \right)} \right] \dots\dots\dots (28)$$

$$L_n(1 - \varepsilon) = L_n \left\{ \left( \frac{p_{ve} + \sigma_z}{p_{ve}} \right)^{-\left( \frac{f}{A'} \right)} \right\}$$

$$L_n(1 - \varepsilon) = -\left( \frac{f}{A'} \right) L_n \left\{ \left( \frac{p_{ve} + \sigma_z}{p_{ve}} \right) \right\}$$

$$A' = - \left[ \frac{f L_n \left\{ \left( \frac{p_{ve} + \sigma_z}{p_{ve}} \right) \right\}}{L_n(1 - \varepsilon)} \right] \dots\dots\dots (30)$$

En la práctica se realizan pruebas de consolidación cuyos resultados se substituyen en la ecuación 30 para determinar el módulo de rigidez no lineal "A"

***Pruebas de laboratorio para determinar los parámetros necesarios para el cálculo de las deformaciones diferidas en la arcilla del Valle de México.***

Para determinar el módulo de rigidez  $A'$  para calcular la deformación diferida del estrato de suelo arcilloso, se obtuvo una muestra de suelo en el centro del estrato considerado anteriormente y se realizó una prueba de consolidación.

En la curva de compresibilidad obtenida con los datos de laboratorio se determinó el esfuerzo de preconsolidación, y se recomienda que la presión vertical efectiva final en el punto medio del estrato no sobrepase a la presión de preconsolidación, ya que si esto sucede el estrato puede deformarse considerablemente pudiendo provocar daños muy severos a la estructura que se desea construir.

El esfuerzo vertical producido por el incremento neto de carga de  $q = 1.85 \text{ t/m}^2$  se obtiene de la siguiente manera:

$$\sigma_z = \left[ \frac{q}{2\pi} \right] \left[ \left\{ \frac{1}{x^2+z^2} + \frac{1}{y^2+z^2} \right\} \left\{ \frac{xyx}{W} \right\} + \tan^{-1} \left\{ \frac{xy}{zW} \right\} \right]$$

$$W = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$$

- B = 20 m
- L = 45 m
- x = 22.5 m
- y = 10 m
- z = 7.9 m
- q = 1.85 t/m<sup>2</sup>
- $\sigma_z$  = 1.62 t/m<sup>2</sup>

Y la presión vertical efectiva final  $p'_{v1}$  se determina de la siguiente manera.

$$p'_{v1} = p'_{vo} + \sigma_z$$

$$p'_{vo} = 5.02 \quad t/m^2$$

$$p'_{v1} = 6.64 \quad t/m^2$$

En la curva de compresibilidad se determinó una presión de preconsolidación de  $7 t/m^2$  que es mayor que la presión vertical efectiva final  $p'_{v1}$ , por lo que se utilizó el tramo de recompresión de la curva de compresibilidad, en el cual se determinó la relación de vacíos inicial  $e_0 = 6.22$  correspondiente a la presión vertical efectiva inicial  $p'_{vo}$  y la relación de vacíos final  $e_1 = 6.18$  correspondiente a la presión vertical efectiva final  $p'_{v1}$

El módulo de rigidez no lineal  $A'$  se obtiene de la siguiente manera:

$$A' = -[f L_n\{(p_{ve} + \sigma_z) / p_{ve}\}] / [L_n(1 - \varepsilon)] \dots\dots\dots (30)$$

$$p_{ve} = b_3 p_t + p'_{vo} \dots\dots\dots (23)$$

$$\varepsilon = (e_0 - e_1) / (1 + e_0)$$

$$\sigma_z = 1.62 \quad t/m^2$$

$$e_0 = 6.22$$

$$e_1 = 6.18$$

$$p'_{vo} = 5.02 \quad t/m^2$$

$$p'_{v1} = 6.64 \quad t/m^2$$

$$\varepsilon = 0.0055$$

$$f = 1.0$$

$$b_3 = 1.0$$

$$p_t = 0.8 \quad t/m^2$$

$$p_{ve} = 5.82 \quad t/m^2$$

$A' = 44.27$
--------------

***Correlación del método no lineal con la prueba de consolidación unidimensional para las deformaciones diferidas en la arcilla del Valle de México.***

Con la teoría de consolidación se obtiene un desplazamiento vertical diferido de:

$$\varepsilon = (e_0 - e_1) / (1 + e_0)$$

$$\delta_z = \varepsilon h_0$$

$$e_0 = 6.22$$

$$e_1 = 6.18$$

$$\varepsilon = 0.0055$$

$$h_o = 2.6 \text{ m}$$

$\delta_z = 1.44 \text{ cm}$
------------------------------

Y con el método no lineal.

$$\delta = (1 - [ \{ (p_{ve} + \sigma_z) / p_{ve} \}^{-f/A'} ] ) h_o \dots\dots\dots (29)$$

$$\sigma_z = 1.62 \text{ t/m}^2$$

$$p_{ve} = 5.82 \text{ t/m}^2$$

$$f = 1.0$$

$$h_o = 2.6 \text{ m}$$

$$A' = 44.27$$

$\delta_z = 1.44 \text{ cm}$
------------------------------

Se puede apreciar que el desplazamiento vertical diferido calculado con los dos métodos es el mismo.

El desplazamiento vertical descendente total del estrato considerado calculado con los métodos tradicionales es del orden de:

$$\delta_{z \text{ Total}} = 2.43\text{cm} + 1.25\text{cm} + 1.44\text{cm} = 5.12 \text{ cm}$$

Mientras que con el método no lineal resulta del orden de:

$$\delta_{z \text{ Total}} = 2.52\text{cm} + 0.94\text{cm} + 1.44\text{cm} = 4.90 \text{ cm}$$

Como se puede observar el asentamiento total calculado con los métodos convencionales y con el método no lineal propuesto es muy parecido.

**Comentarios y conclusiones**

El método no lineal propuesto se puede aplicar confiablemente para calcular los desplazamientos del suelo arcilloso del Valle de México, ya que las variables se han ajustado considerando casos reales en los que se compararon mediciones reales de los desplazamientos de estructuras y se aplicó el método, dando resultados muy similares.

Para el caso de la expansión instantánea se calculó el valor del módulo de rigidez no lineal elástico  $A_e$  considerando los datos de 6 excavaciones que se presentan en la siguiente tabla. El sexto caso corresponde a un cajón cimentado a 10m de profundidad pero la excavación se hizo en 2 etapas: la primera hasta alcanzar una profundidad de 4.2m y la segunda hasta los 10m ( Zeevaert, 1973 )

Tabla VI-1 Datos de expansiones inmediatas de campo.

Ancho m	Largo m	Profundidad de la excavación. m	Profundidad de la primera capa dura. m	Descarga t/m <sup>2</sup>	Expansión medida cm	A <sub>e</sub>	Referencia
7.7	40.8	2.25	37	3.15	4.5	8.1	Reséndiz (1967)
7.7	40.8	2.25	37	3.15	5.1	7.1	Reséndiz (1967)
6.7	50.1	2.25	37	3.15	6.2	5.0	Reséndiz (1967)
18	124.8	6	34	7.95	60	6.7	Marsal y Mazari (1959)
10	48	6	34	7.95	45	6.7	Marsal y Mazari (1959)
55.5	74.1	4.2	36	5.07	14	8.1	Zeevaert (1973)
						A <sub>e</sub> medio 6.95	

Para la deformación diferida se tomaron los resultados de pruebas de consolidación obtenidas en el laboratorio, y se contó con 51 valores del módulo de rigidez no lineal correspondientes al tramo de recompresión cuyo valor promedio resultó de  $A'_{promedio} = 46.21$  ( para el tramo de recompresión )

Y para el tramo virgen se obtuvieron 40 valores del módulo de rigidez cuyo valor promedio resultó de:  $A'_{promedio} = 3.122$  ( para el tramo virgen )

La aplicación práctica del método se pudo comprobar con los datos de asentamientos de cajones de cimentación localizados en la zona del lago de la Ciudad de México.

Tabla VI-2 Asentamientos de cajones de cimentación en la Ciudad de México.

Ancho m	Largo m	Profundidad de desplante. m	Profundidad de la primera capa dura m	Incremento neto de carga t/m <sup>2</sup>	Período de medición años	Asentamiento medido cm
10.5	26.3	6.0	33	2.2	8	17
28.2	30.3	6.5	32	1.7	11	23

El asentamiento medido que aparece en la tabla corresponde solo al asentamiento instantáneo por recompresión más el asentamiento diferido.

En el primer caso se midieron expansiones inmediatas del orden de 13cm ( Marsal y Mazari, 1959 ); aceptando que esta expansión se recupera mediante un asentamiento del mismo orden de magnitud quedaría un asentamiento adicional de 17cm - 13cm = 4cm. Trabajando en el tramo de recompresión con el valor medio de  $A'_{promedio} = 46.21$  , se obtiene un asentamiento diferido de 6cm, el cual es similar a los 4cm medidos en el campo.

---

---

En el segundo caso, Marsal y Mazari indican que “es muy probable que la expansión haya resultado del orden de 20cm en promedio, correspondiendo 30cm a la zona central y unos 15cm en las orillas de la excavación”. El asentamiento diferido calculado con  $A'_{\text{promedio}} = 46.21$  resultó de 6.4cm, por lo que el asentamiento medido total sería de  $20\text{cm} + 6.4\text{cm} = 26.4\text{cm}$ , el cual es un poco mayor que el asentamiento medido en la realidad de 23cm.

De lo anterior se puede concluir que para fines preliminares de análisis, el cálculo de las expansiones medias por excavación y de los asentamientos diferidos medios considerando el tramo de recompresión de los diferentes estratos que componen el suelo de la formación arcillosa superior, se pueden calcular empleando los valores promedios de  $A_e = 6.95$  y  $A' = 46.21$  obtenidos estadísticamente.

## **Capítulo VII**

### **Ingeniería sísmica y comportamiento dinámico de la arcilla de la Ciudad de México.**

- *Introducción.*
- *Magnitud e intensidad de los sismos.*
- *Acelerogramas y espectros de respuesta.*
- *Parámetros dinámicos de la arcilla del Valle de México.*
- *Repercusiones del comportamiento dinámico de la arcilla del Valle de México en la Ingeniería de Cimentaciones.*
- *Comportamiento de las estructuras de la Ciudad de México durante los sismos de 1985.*
- *Análisis y diseño sísmico de cimentaciones en el Valle de México.*

---

---

## Capítulo VII Ingeniería sísmica y comportamiento dinámico de la arcilla de la Ciudad de México.

### *Introducción.*

Los sismos, terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre originadas por el movimiento de las placas tectónicas o por la actividad volcánica.

Los temblores de origen tectónico son los más severos por lo que causan mayores daños a las estructuras, por lo cual, su estudio es muy importante desde el punto de vista de la Ingeniería Civil.

Los temblores tectónicos se originan debido a las presiones que se generan en la corteza terrestre originadas por flujos de magma desde el interior de la tierra, con lo cual se produce una acumulación de energía de deformación en las placas tectónicas del interior de la corteza terrestre, y desde luego los esfuerzos se incrementan llegando un momento en el que se llega a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas, produciéndose una caída de esfuerzos y la liberación de enormes cantidades de energía almacenada en la roca.

Cuando esta acumulación de esfuerzos es muy grande, se producen desplazamientos relativos súbitos a lo largo de fracturas preexistentes, la corteza terrestre se rompe y las placas tectónicas se acomodan hasta aliviar los esfuerzos que existían.

Durante este proceso se generan ondas que se propagan en distintas direcciones y algunas a gran distancia dependiendo de la energía disipada y de las características del medio a través del que viajan.

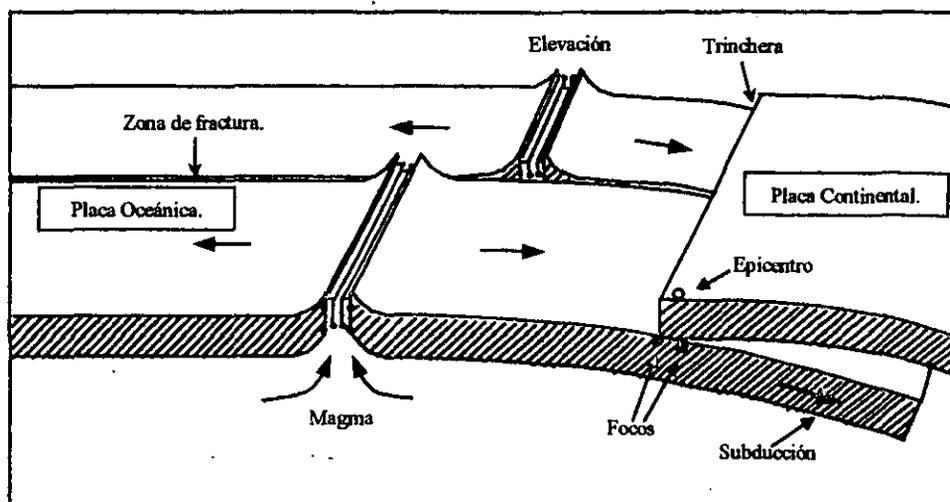
La acumulación de energía puede ser un proceso lento y puede existir un largo período de tiempo hasta que se alcance un estado de esfuerzos crítico el cual provocará un nuevo disparo sísmico.

La ruptura en las fallas ocurre con una caída brusca esfuerzos que se inicia en un punto y se propaga a lo largo de ellas a velocidades comparables a las de la propagación de las ondas de corte, presentándose movimientos relativos entre las placas a lo largo de la falla geológica en una zona mas o menos extensa, que varía decenas de kilómetros para temblores de magnitud moderada, y puede alcanzar varias centenas de kilómetros para sismos de magnitudes del orden de 7.5 o mayores; generalmente se originan a profundidades de 10 a 50 km con respecto a la superficie, aunque algunos se han originado hasta profundidades de 610 km.

En la siguiente figura se ilustra de manera muy esquemática las principales características del fenómeno tectónico.

El punto o la zona donde se origina el movimiento entre las placas recibe el nombre de foco o hipocentro, y el punto sobre la superficie terrestre que se encuentra encima del foco se denomina epicentro o epifoco.

Se sabe que los sismos de mayor intensidad duran más tiempo ya que liberan una mayor cantidad de energía y por lo que las placas tectónicas necesitan más tiempo para volver a alcanzar el equilibrio; también se ha observado que en los lugares en los que existen fallas geológicas los sismos se presentan más frecuentemente.



*Figura VII-1 Movimiento de placas y generación de sismos. Mecanismo de subducción.*

Por otro lado, la actividad volcánica puede producir temblores, sin embargo, la energía liberada es menor que en el caso de los temblores de origen tectónico, por lo cual los daños que producen a las estructuras son muy pequeños.

La energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza.

El movimiento producido por la liberación de energía origina ondas de cuerpo, entre las que se encuentran: las ondas primarias (ondas P) o ondas de compresión y las ondas secundarias (ondas S) o ondas de corte; cuando las ondas de cuerpo alcanzan la superficie del terreno se reflejan parcialmente y se transforman dando lugar a las ondas de superficie, caracterizadas por viajar paralelamente a la superficie del terreno y porque su amplitud tiende a cero al aumentar la profundidad, esto es, solo se presentan cerca de la superficie y viajan paralelas a esta; las principales ondas de superficie que afectan más a las construcciones son las de ondas de Rayleigh y las ondas de Love.

Las ondas de compresión o primarias (ondas P) excitan las partículas de suelo en la misma dirección en la que se propagan, y son las más rápidas por lo cual son las que primero se registran en los sismógrafos y producen compresiones y dilataciones alternadas provocando al suelo cambios de volumen. Cuando el medio a través del que viajan este tipo de ondas está saturado, se producen dos tipos de ondas de compresión, una que se transmite a través del fluido y la otra a través del suelo; la velocidad de propagación de la onda de compresión en el fluido es mayor que la onda que se transmite en la estructura del suelo.

Las ondas secundarias o de corte (ondas S) producen vibraciones en un plano normal a su dirección de propagación, y le producen al suelo deformaciones angulares sin cambio de volumen. A diferencia de las ondas de compresión las ondas de corte sólo se transmiten a través de la estructura del suelo a pesar de que este se encuentre saturado, esto se debe a que el agua no tiene rigidez al cortante.

Las ondas de corte son más lentas que las ondas de compresión, pero pueden transmitir más energía y con esto causar los mayores daños en las estructuras durante los eventos sísmicos.

En lo que respecta a las ondas de superficie y en particular a las ondas de Rayleigh, estas se transmiten en bandas angostas limitadas en la parte superior por la superficie del terreno; estas ondas producen a las partículas de suelo un movimiento elíptico retrogrado en un plano vertical con respecto a su dirección de propagación.

Las ondas de Love sólo se presentan en medios estratificados, y producen a las partículas de suelo un movimiento paralelo a la superficie y perpendicular a la dirección de propagación de dichas ondas.

Cuando el medio en el que se transmiten las ondas se encuentra estratificado, se producen nuevos tipos de ondas generados por efectos de reflexión y refracción de estas, además cada tipo de onda viaja a velocidades diferentes, por lo cual el estudio del fenómeno es muy complejo.

Aunque prácticamente toda la corteza terrestre está afectada por fallas geológicas, se ha observado que la actividad sísmica se concentra en algunas zonas donde los movimientos a lo largo de estas fallas son particularmente severos; la zona donde se libera la mayor cantidad de energía sísmica es un arco conocido como el Cinturón Circunpacifico, el cual comprende a las costas del Pacífico de México, donde se produce una subducción entre la placa de Cocos y la placa Norteamericana; además de estas zonas de subducción afectan a México, se pueden localizar algunas otras zonas en el país en donde se presentan algunos fenómenos sísmicos significativos, tal es el caso de Baja California Norte, Sonora y el Istmo de Tehuantepec.

Una visión global de la distribución de los sismos se ilustra en la siguiente figura.

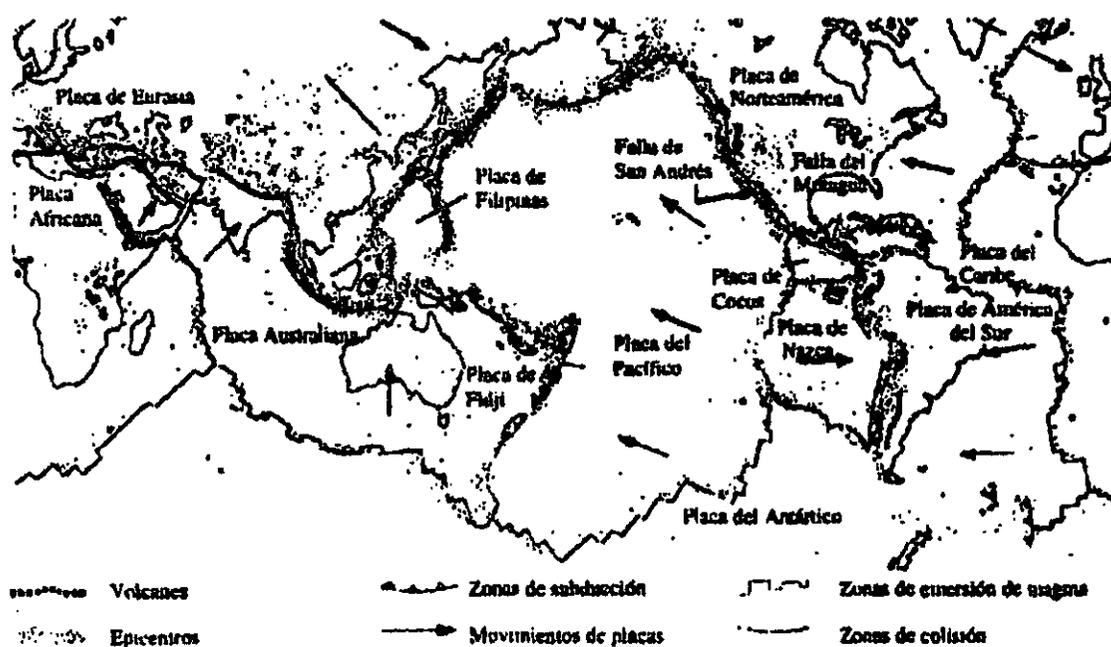
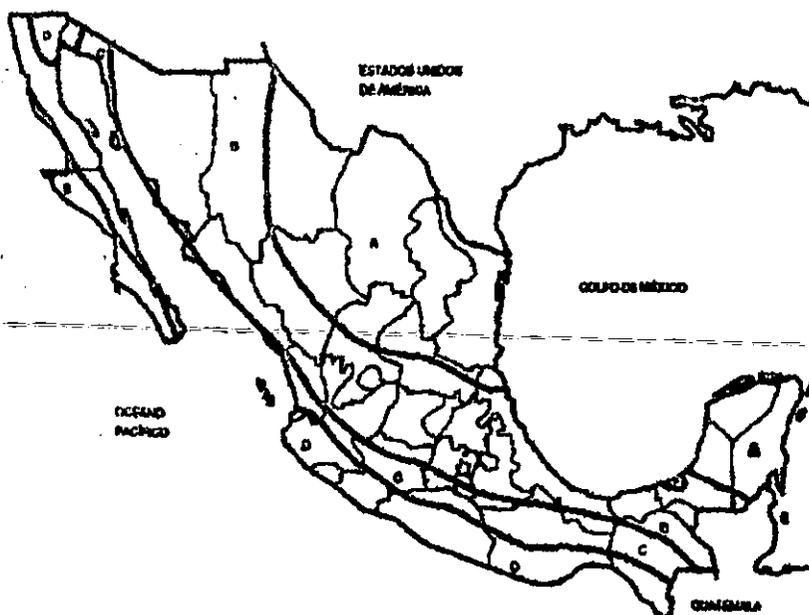


Figura VII-2 Mapa que muestra la relación entre las principales fallas tectónicas y la localización de los epicentros de terremotos y volcanes ( de Bolt 1987 )

De acuerdo al riesgo sísmico en México, se han elaborado planos de regionalización sísmica basados en análisis probabilísticos de la intensidad de un sismo que se puede presentar durante un cierto lapso de tiempo.

La regionalización global de las zonas sísmicas en México se presenta en el siguiente plano.



*Figura VII-3 Regionalización sísmica en México. El peligro sísmico aumenta de la zona A a la D*

Por otro lado, entre los aparatos que sirven para medir los sismos se encuentran los sismógrafos, los cuales se usan principalmente para determinar los epicentros y mecanismos focales; para fines de la ingeniería los aparatos más importantes son los acelerógrafos que proporcionan la variación de la aceleración con respecto al tiempo en el lugar donde están colocados. Los aparatos colocados en edificios permiten determinar la respuesta de estos ante la acción sísmica.

Los acelerógrafos contienen sensores dispuestos de tal manera que pueden registrar la aceleración del terreno en tres direcciones ortogonales ( dos horizontales y una vertical ); los parámetros más importantes para medir la intensidad del movimiento y sus efectos en las estructuras son: la aceleración máxima y el contenido de frecuencias.

### ***Magnitud e intensidad de los sismos.***

La magnitud de un sismo es una medida de la cantidad de energía cinética liberada durante el disparo sísmico y de su potencial destructivo.

La escala de magnitud más común es la de Richter ( más apropiadamente llamada magnitud local  $M_L$  ) que se basa en la amplitud máxima de un registro en condiciones estándar; esta escala se determina por medio del logaritmo (  $\log_{10}$  ) de la máxima amplitud expresada en milésimas de milímetro,

registrada en sismógrafos estándar colocados a 100 km del epicentro; se han desarrollado factores de conversión que permiten calcular la magnitud en la escala de Richter cuando la distancia entre el sismógrafo y el epicentro es diferente de 100 km.

Para relacionar la energía liberada y la magnitud en la escala de Richter de un temblor, se ha propuesto la siguiente expresión :

$$\text{Log}_{10} E = 12 + 1.8 M_L$$

donde :

E Es la energía liberada en ergios.

$M_L$  Es la magnitud en la escala de Richter.

Sin embargo esta escala fue propuesta para medir la magnitud de temblores en California utilizando un sismógrafo particular.

Para medir eventos en otras zonas sísmicas que pueden ser más grande y lejanos, varios autores han propuesto escalas basadas en registros de diversos tipos de ondas, siendo las más populares las magnitudes basadas en las ondas superficiales ( $M_S$ ) y las magnitudes basadas en ondas de cuerpo ( $m_b$ ), ligadas entre ellas con la energía liberada como sigue :

$$\text{Log}_{10} E = 11.4 + 1.5 M_S$$

$$M_S = 1.59 m_b - 3.97$$

donde :

E Es la energía liberada en ergios.

$M_S$  Es la magnitud basada en las ondas superficiales.

$m_b$  Es la magnitud basada en las ondas de cuerpo.

Las escalas antes mencionadas están limitadas alcanzando valores máximos de 8 , a pesar de que la destructividad del temblor siga aumentando, por lo cual los sismólogos han desarrollado una forma más directa de medir la energía disipada por un sismo, surgiendo así el concepto de momento sísmico ( $M_o$ ), el cual es igual al producto de la rigidez al cortante de la corteza terrestre por el área de ruptura y por el deslizamiento de la falla que genera el temblor.

Para relacionar el momento sísmico con las escalas convencionales de magnitud, Hanks y Kanamori ( 1979 ) han definido una nueva escala con la fórmula :

$$M_w = 2 ( \text{Log}_{10} M_o ) / 3 - 10.7$$

donde :

$M_w$  Se denomina magnitud de momento sísmico.

$M_o$  Es el momento sísmico que debe estar en dinas . cm

Esta escala esta ganando aceptación a nivel mundial, ya que es muy adecuada para medir eventos muy grandes sin basarse exclusivamente en algún tipo de onda; se han publicado tablas y gráficas que permiten relacionar  $M_w$  con otros tipos de magnitudes.

Desde el punto de vista de la ingeniería no interesa tanto la magnitud del sismo, pero si los efectos que produce en un sitio en particular donde existen o se van a construir edificaciones, por lo cual se ha utilizado en Ingeniería Sísmica el concepto de intensidad.

En lo que respecta a la *intensidad* de un temblor, se puede decir que es una medida de la potencia destructiva en un sitio en particular. Los daños en las construcciones varían con la distancia del lugar considerado al foco, con las características geológicas de la zona, con las propiedades dinámicas del suelo, el nivel de aguas freáticas, y desde luego con el tipo y características de las construcciones.

La escala que generalmente se emplea para medir la intensidad de un temblor es la escala de Mercalli modificada ( MM ), la cual tiene 12 divisiones. Los grados de intensidad de esta escala se establecen de manera cualitativa con relación la violencia con la que las personas lo perciben, a los daños producidos a las estructuras y a los cambios que se producen en la superficie del terreno.

La escala de intensidad sísmica de Mercalli modificada ( MM ) es la siguiente.

- I *Instrumental*. Se detecta únicamente en los sismógrafos.
- II *Muy ligero*. Lo detectan solamente personas muy sensibles que se encuentran en reposo absoluto; los objetos suspendidos pueden oscilar.
- III *Ligero*. Lo sienten muchas personas, especialmente aquellas que se encuentran en los últimos pisos de los edificios, las vibraciones que se sienten son semejantes a las que provoca un vehículo liviano.
- IV *Medianamente fuerte*. Lo detectan muchas personas en el interior de los edificios y algunas en el exterior pero no causa pánico; la vibración se asemeja a la producida por el paso de un vehículo pesado.
- V *Fuerte*. Lo sienten las personas en el interior de los edificios y muchas más en el exterior de estos. Se rompen algunos vidrios y aparecen grietas en algunos recubrimientos, las puertas se abren y cierran solas.
- VI *Muy fuerte*. Lo sienten todas las personas, y produce daños ligeros en edificios pobremente construidos.
- VII *Muy violento*. Se tiene dificultad para mantenerse parado y es percibido por los conductores de vehículos en marcha, además se presentan daños insignificantes en construcciones bien diseñadas y construidas, daños moderados en edificios ordinarios bien construidos y daños considerables en edificios mal diseñados.
- VIII *Ruinoso*. Se presentan daños ligeros en las estructuras construidas especialmente para soportar sismos, en los edificios ordinarios se presentan daños considerables, así como en tableros, muros y en los recubrimientos de las estructuras reticulares, y se presentan grietas en taludes inclinados y en terrenos húmedos.

IX *Desastroso*. Considerables daños en las estructuras especialmente diseñadas para soportar temblores, las edificaciones bien diseñadas se inclinan por daños en la cimentación, la tierra se agrieta notablemente, y se presentan desplazamientos en las vías férreas y caminos.

X *Catastrófico (1)* Muchas construcciones especialmente diseñadas para soportar eventos sísmicos quedan destruidas, la tierra sufre grandes agrietamientos y se presentan deslizamientos en las montañas.

XI *Catastrófico (2)* Pocas estructuras permanecen de pie.

XII *Catastrófico (3)* Destrucción completa.

Esta escala no asigna valores numéricos para el diseño de estructuras, pero sirve como una escala de comparación entre las intensidades de distintos sismos en diferentes lugares.

Para expresar la intensidad con ayuda de aparatos de medición, se han propuesto correlaciones entre las intensidades de los sismos en la escala de Mercalli modificada y algunos parámetros característicos del movimiento del terreno.

Una de estas correlaciones es la que liga las intensidades en la escala de Mercalli modificada con las velocidades máximas del terreno, tal como se presenta a continuación :

$$I = \text{Log } 14 v / \text{Log } 2$$

I Intensidad de un sismo en la escala de Mercalli modificada.

v Velocidad máxima del terreno en cm/s

Esta expresión es válida para  $I \leq 10$

### *Acelerogramas y espectros de respuesta.*

La siguiente figura muestra la historia de las aceleraciones, velocidades y desplazamientos de una de las componentes horizontales del movimiento del terreno registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes de la Ciudad de México durante el temblor del 19 de Septiembre de 1985.

El acelerograma fue proporcionado por un acelerógrafo, mientras que la historia de las velocidades y desplazamientos fueron obtenidos por integración numérica a partir del acelerograma.

De estas gráficas se pueden obtener los valores máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento, los cuales resultaron ser de  $168 \text{ cm/s}^2$ ,  $60.5 \text{ cm/s}$  y  $22 \text{ cm}$  respectivamente.

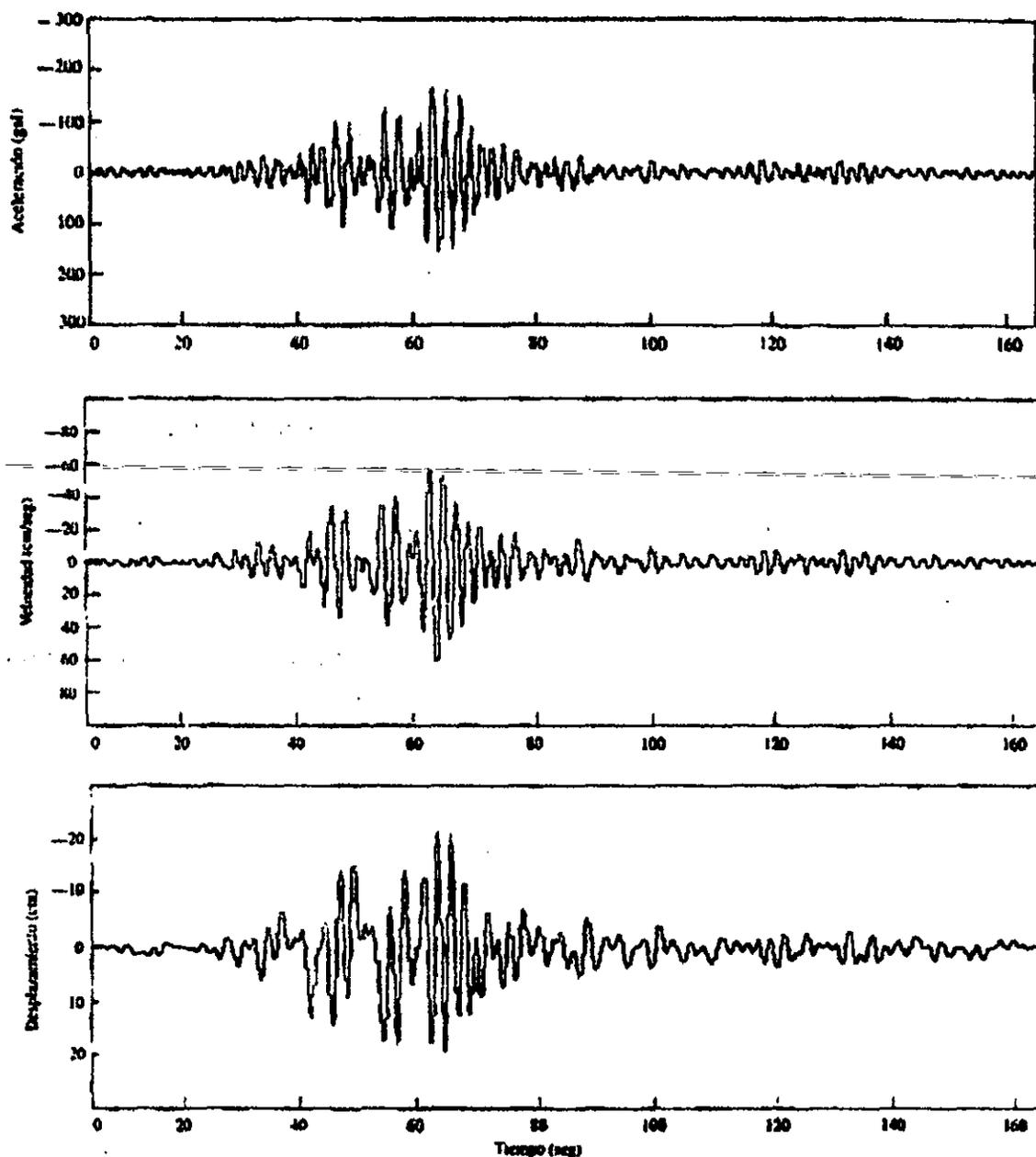


Figura VII-4 Aceleraciones (gals), velocidades (cm/s) y desplazamientos (cm) del registro de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes del Temblor del 19 de Septiembre de 1985.

Para fines de la mayor parte de las aplicaciones en Ingeniería Civil, es más conveniente representar las características del movimiento del terreno durante un temblor, en función de la respuesta máxima que dicho movimiento ocasiona a estructuras con ciertas características dadas; para facilitar el análisis deben considerarse una familia de estructuras con un grado de libertad y comportamiento elástico lineal, representadas por el siguiente modelo.

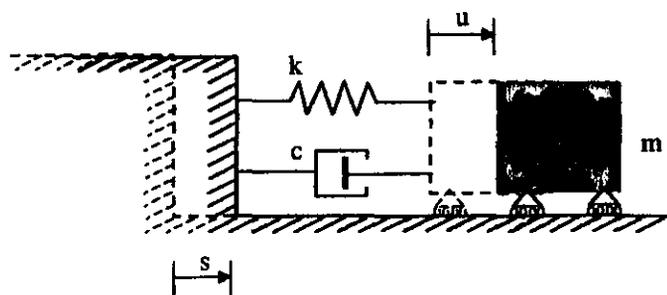


Figura VII-5 Modelo idealizado de una estructura.

Cada una de estas estructuras se representan por medio del modelo anterior que consta de una masa (  $m$  ), de un resorte que proporciona la rigidez lateral (  $k$  ), que es el cociente entre la fuerza lateral actuante y la deformación lateral y de un dispositivo disipador de energía o amortiguador (  $c$  ), que es el coeficiente de amortiguamiento.

Cuando el terreno experimenta un desplazamiento horizontal "  $s$  ", aparece una fuerza de inercia en la estructura, la cual es igual al producto de la masa "  $m$  " por la aceleración absoluta "  $\ddot{x}$  " ( siendo  $x = s + u$  ), además también se presentan fuerzas ocasionadas por la rigidez y por el amortiguamiento.

En el caso más sencillo las fuerzas de rigidez son proporcionales al desplazamiento relativo al terreno "  $u$  " y las de amortiguamiento son proporcionales a la velocidad relativa al terreno "  $\dot{u}$  "

La ecuación diferencial de equilibrio dinámico o de movimiento resulta ser :

$$m \ddot{x} + c \dot{u} + k u = 0$$

Sabiendo que  $\ddot{x} = \ddot{s} + \ddot{u}$  se tiene:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = - m \ddot{s}$$

Si dividimos la ecuación entre "  $m$  " y definiendo como  $\omega = (k / m)^{1/2}$  a la frecuencia circular del sistema, a  $c_{rc} = 2 (k m)^{1/2}$  como amortiguamiento crítico y a  $\zeta = c / c_{rc}$  como la fracción de amortiguamiento crítico se tiene:

$$\ddot{u} + 2 \zeta \omega \dot{u} + \omega^2 u = - \ddot{s}$$

Si consideramos por un momento que la masa del sistema se separa de su posición de equilibrio y se suelta, dicho sistema describirá un movimiento vibratorio libre amortiguado. ( en la ecuación anterior esto equivale a considerar que el miembro del lado derecho de la ecuación es nulo )

Considerando lo anterior, el período amortiguado "  $T_a$  " con el que oscilaría la masa del sistema si el suelo permaneciera inmóvil sería igual a :

$$T_a = 2\pi / \omega_a$$

Siendo " $\omega_a$ " la frecuencia circular amortiguada del sistema que equivale a :

$$\omega_a = \omega (1 - \zeta^2)^{1/2}$$

El período amortiguado " $T_a$ " se define como el tiempo que tarda una el sistema en realizar una oscilación completa considerando el movimiento de este como una vibración libre amortiguada.

Generalmente el amortiguamiento en estructuras de edificios no excede del 10% del amortiguamiento crítico, esto es, típicamente  $\zeta < 0.1$ , y aún considerando este límite que es relativamente alto, la frecuencia circular amortiguada resulta ser de :  $\omega_a = 0.995 \omega$ , con lo cual se puede concluir la influencia del amortiguamiento en la frecuencia de vibración es muy pequeña, siendo su efecto más importante disminuir la amplitud de la vibración conforme avanza el tiempo.

El caso antes mencionado no se presenta en las estructuras, ya que es más real considerar la respuesta de la estructura ante los movimientos del terreno y no el considerar que el terreno está inmóvil y que el sistema de un grado de libertad que representa a un grupo de estructuras con ciertas características se separa de su posición de equilibrio y se permite que la masa responda con un movimiento vibratorio libre amortiguado.

Por este motivo en la ecuación diferencial de equilibrio dinámico antes obtenida el término  $\ddot{s}$  representa la variación de la aceleración del terreno con el tiempo " $t$ ", y se conoce como acelerograma.

En textos de dinámica estructural se demuestra que la solución de esta ecuación diferencial es :

$$u(t) = (1/\omega_a) \int \ddot{s}(\tau) \exp\{-\zeta\omega(t-\tau)\} \sin \omega_a(t-\tau) d\tau$$

En esta expresión se puede apreciar que las dos propiedades de un sistema de un grado de libertad que determinan la respuesta ante el movimiento del terreno son su frecuencia circular " $\omega$ " y su fracción de amortiguamiento crítico " $\zeta$ ".

La velocidad y la aceleración de la masa se calculan derivando respectivamente  $u(t)$  con respecto al tiempo.

Para fines de diseño, normalmente sólo interesan los valores máximos absolutos de tales respuestas ( $u_{\max}$ ,  $\dot{u}_{\max}$  y  $\ddot{u}_{\max}$ )

Si suponemos que cada estructura la podemos representar con el modelo anterior de un grado de libertad, y la sometemos en su base a la historia de aceleraciones correspondiente a un temblor dado, podemos determinar con un análisis de respuesta dinámica el valor absoluto de la máxima respuesta, dicho valor representa la ordenada del espectro de respuestas para el período natural y el amortiguamiento con respecto al crítico de la estructura; con el análisis de varios modelos que representan a ciertas estructuras cada una con su período natural de vibración y su amortiguamiento con respecto al crítico, se obtienen espectros de respuesta elástica de un temblor dado para los distintos grados de amortiguamiento, como los que se muestran a continuación.

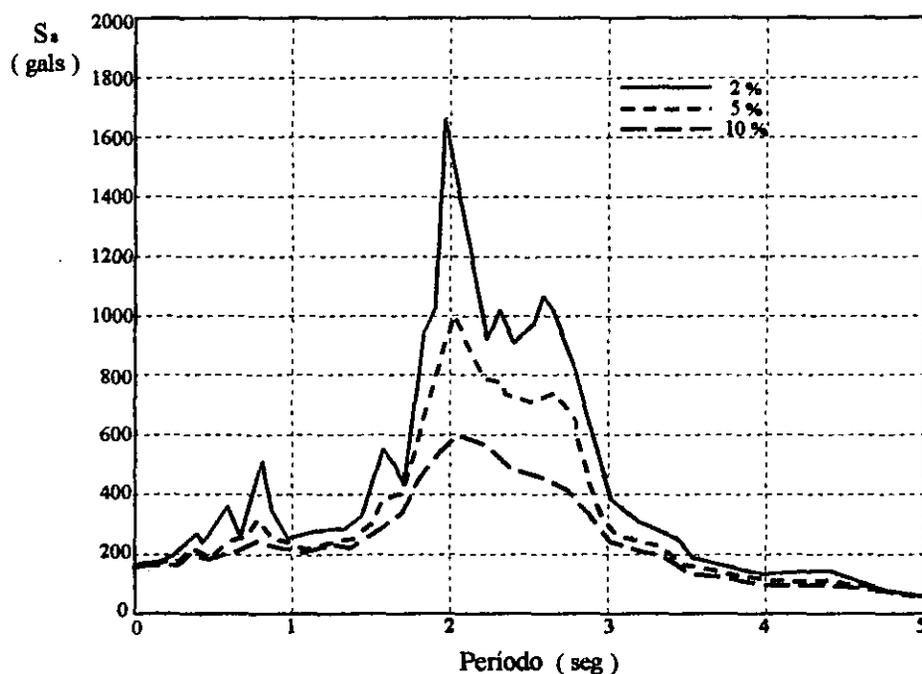


Figura VII-6 Espectros de pseudoaceleraciones del registro de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes del temblor del 19 de Septiembre de 1985.

Es frecuente obtener primero el espectro de desplazamientos relativos  $S_u = u_{\max}$ , y en lugar de obtener las velocidades y aceleraciones relativas máximas ( $\dot{u}_{\max}$  y  $\ddot{u}_{\max}$ ), es común dibujar las cantidades  $S_v = \omega S_u$  y  $S_a = \omega^2 S_u$  que se denominan espectros de pseudovelocidades y de pseudoaceleraciones respectivamente. ( estas fórmulas se obtienen de la respuesta máxima de un sistema de un grado de libertad con vibración libre sin amortiguamiento, es decir, una masa conectada a un resorte que al separarla de su posición de equilibrio vibra libremente produciendo un movimiento armónico simple )

Ante acciones dinámicas como las de los sismos, la mayoría de los materiales y sistemas estructurales tienen un comportamiento que puede considerarse lineal hasta un nivel bastante alto de solicitaciones; sin embargo, al llegar cerca de su máxima capacidad de carga, el comportamiento se vuelve no lineal y la mayoría de las estructuras pueden ser llevadas a deformaciones varias veces superiores a la que corresponde al comienzo de la etapa no lineal o aquella para la que se alcanza por primera vez la carga máxima, presentándose la falla de la estructura sólo cuando se alcanza la deformación máxima.

Las ecuaciones diferenciales que rigen el equilibrio dinámico de sistemas de uno o varios grados de libertad siguen siendo válidas cuando el comportamiento es no lineal, pero su solución puede obtenerse sólo mediante procedimientos iterativos que consideran el comportamiento lineal durante intervalos pequeños de carga. El sistema no lineal más estudiado es el elastoplástico en el cual el comportamiento es lineal hasta la carga máxima y posteriormente la capacidad de carga se mantiene constante hasta que se presenta la deformación máxima y consecuentemente la falla.

El factor de ductilidad ( $\mu$ ) para el caso de un material con un comportamiento elastoplástico idealizado, se define como la relación entre la máxima deformación que puede alcanzar el material ( $\Delta u$ ) y la máxima deformación en el límite elástico ( $\Delta e$ )

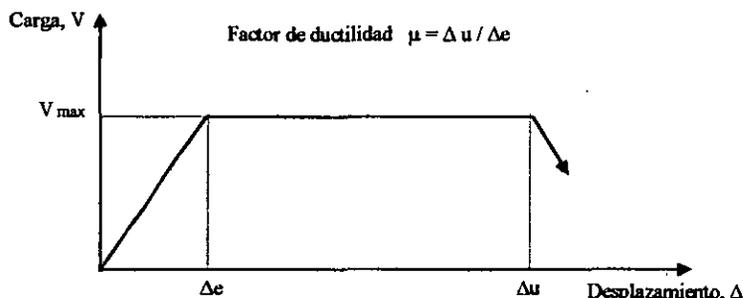


Figura VII-7=Comportamiento elastoplástico.

Se han realizado análisis paso a paso de sistemas de un grado de libertad que representan a estructuras con su período de vibración y amortiguamiento ante diversos acelerogramas, y se han comparado las respuestas máximas de sistemas elastoplásticos contra las respuestas máximas de sistemas elásticos.

En la siguiente figura se muestran los resultados de la respuesta máxima de sistemas elásticos y de sistemas elastoplásticos con diversos factores de ductilidad; los puntos graficados son el promedio de los valores obtenidos del análisis con cuatro diferentes acelerogramas registrados en terreno firme en México.

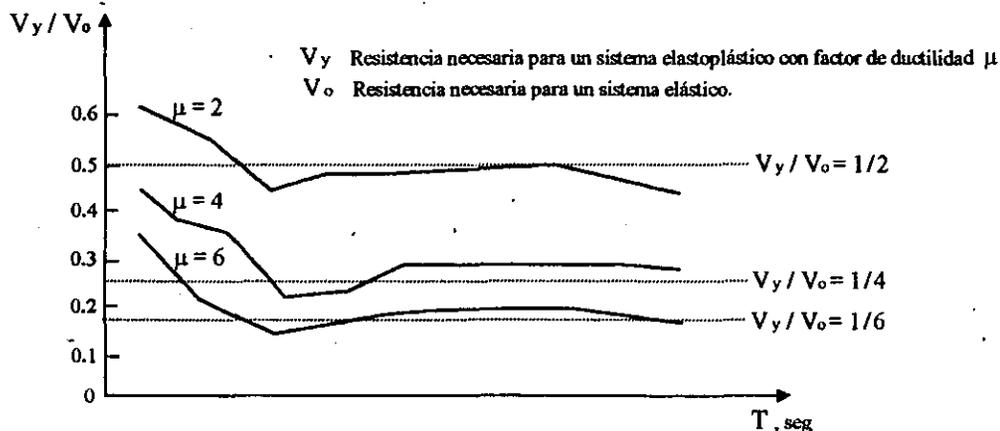


Figura VII-8 Relaciones entre las resistencias necesarias para sistemas elastoplásticos y sistemas elásticos con las mismas propiedades iniciales, para resistir un grupo de sismos.

Se puede apreciar que la capacidad de resistencia que requiere un sistema elastoplástico es muy inferior al que requiere el sistema elástico, excepto los sistemas estructurales que tienen un período muy pequeño.

Considerando lo anterior se puede afirmar con buena aproximación que la capacidad necesaria para el sistema elastoplástico se reduce “  $\mu$  ” veces con respecto al sistema elástico, excepto en sistemas con período muy corto en los que la reducción se hace cada vez menor hasta llegar a la unidad cuando el período es cero.

Los resultados anteriores permiten llegar a la siguiente conclusión fundamental: si un sistema elastoplástico es capaz de desarrollar un factor de ductilidad “  $\mu$  ” durante un sismo, puede diseñarse para que tenga una resistencia a carga lateral reduciendo la ordenada espectral de un sistema elástico con el mismo período natural y amortiguamiento, dividiendo dicha ordenada espectral entre “  $\mu$  ”, excepto cuando se trata de sistemas con período muy corto en los que el factor de reducción varía entre  $1/\mu$  y 1

Lo que permite que un sistema inelástico resista un sismo con una capacidad muy inferior a la que requiere un sistema que permanece elástico, es la capacidad que tiene el sistema para disipar la energía a través de los ciclos de histéresis, lo que equivale a que el sistema posee un amortiguamiento muy superior al del propio material.

Pocos sistemas reales poseen un comportamiento que se acerca al elastoplástico perfecto; elementos de acero estructural o de concreto reforzado en los que predomina la flexión, se tienen ciclos de histéresis similares a los elastoplásticos, pero cuando el comportamiento estructural no es el adecuado debido a problemas ocasionados por efectos importantes de fuerzas cortantes, cargas axiales, o por problemas de pandeo, ocurre un deterioro en la capacidad de disipación de energía que ocasiona que el área de los ciclos de histéresis sea inferior a la de un sistema elastoplástico. También cuando las sollicitaciones son muy grandes los ciclos de histéresis pueden ser inestables, esto es, la capacidad de carga y la disipación de energía se van deteriorando progresivamente con los ciclos de carga.

Para un mismo factor de ductilidad la reducción de las fuerzas sísmicas que se puede admitir en sistemas con deterioro es muy inferior a la que se puede admitir para un sistema elastoplástico perfecto.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal propone espectros para el diseño sísmico de estructuras de acuerdo a las tres zonas geotécnicas en las que se divide ( Zona I o Zona de Lomas, Zona II o Zona de Transición, y Zona III o Zona del Lago )

La ordenada del espectro de aceleraciones para el diseño sísmico expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad (  $a = S_a / g$  ) está dada por las siguientes expresiones :

$$a = [ 1 + 3 ( T / T_a ) ] [ C / 4 ] \quad , \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

$$a = C \quad , \text{ si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b$$

$$a = ( T_b / T )^r C \quad , \text{ si } T \text{ excede de } T_b$$

*Tabla VII-1 Valores para el espectro de diseño sísmico de estructuras en el Distrito Federal.*

Zona	C	$T_a$	$T_b$	r
I	0.16	0.2	0.6	1/2
II	0.32	0.3	1.5	2/3
III	0.40	0.6	3.9	1

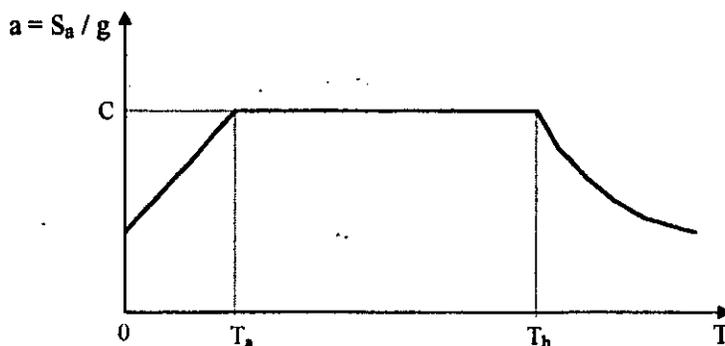


Figura VII-9 Espectro para el diseño sísmico de estructuras en el Distrito Federal.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal especifica un espectro de referencia para el diseño de estructuras que no pueden tener deformaciones inelásticas significativas, permitiendo que dichas fuerzas se reduzcan por medio de un factor de comportamiento reductor  $Q'$ , el cual depende del tipo de estructuración en función de su capacidad de disipación de energía inelástica, o de su ductilidad.

En el diseño sísmico de estructuras que satisfacen las condiciones de regularidad que fija el dicho reglamento  $Q'$  vale :

$$Q' = Q \quad \text{si se desconoce } T \text{ o si éste es mayor o igual que } T_a$$

$$Q' = 1 + (T/T_a)(Q - 1) \quad \text{si } T \text{ es menor que } T_a$$

Cuando la estructura no cumpla con las condiciones de regularidad que fijan estas normas, la reducción de las fuerzas sísmicas debe ser menor, ya que  $Q'$  se debe multiplicar por 0.8

Al coeficiente  $Q$  se le conoce como factor de comportamiento sísmico, y el valor máximo que puede alcanzar es de 4 ; pero sólo si se satisfacen los requisitos que establece el Reglamento.

Al reducir las fuerzas sísmicas se está suponiendo que la estructura responde como un sistema elastoplástico de acuerdo a su ductilidad, por lo que para obtener los desplazamientos reales de la estructura, los desplazamientos calculados con las fuerzas sísmicas reducidas deben multiplicarse por el mismo factor que redujo a dichas fuerzas.

#### *Parámetros dinámicos de la arcilla del Valle de México.*

A pesar de que la Ciudad de México se encuentra ubicada en una zona de alto riesgo sísmico, existen relativamente pocos estudios sobre las propiedades dinámicas y comportamiento cíclico de las arcillas del área metropolitana.

El comportamiento dinámico de la arcilla se puede definir a partir de cuatro propiedades que son: la variación del módulo de rigidez al cortante  $G$  con la deformación angular  $\gamma$ , el cambio del amortiguamiento histerético  $\lambda$  con la deformación angular  $\gamma$ , la relación esfuerzo-deformación-presión de poro y la resistencia a la falla dinámica.

a) *Módulo de rigidez al cortante " G "*

El valor del módulo de rigidez al cortante depende fuertemente de la magnitud de la deformación angular cíclica inducida, en la figura VII-10 se observa que al aumentar la deformación disminuye la rigidez de la arcilla, y también se puede apreciar que el tipo de consolidación y el esfuerzo octaédrico de consolidación  $p_o'$  influyen en el módulo de rigidez al cortante de dicho material.

Si se normalizan las curvas módulo de rigidez al cortante vs deformación angular dividiendo las ordenadas entre el valor máximo del módulo de rigidez  $G_{máx}$ , se obtiene una curva como la mostrada en la figura VII-11, esta gráfica muestra que existe un valor crítico de la deformación angular a partir del cual la degradación del módulo de rigidez al cortante se acelera notablemente; en esta gráfica se observa que el valor crítico de la deformación angular es del orden del 0.1%, sin embargo estudios experimentales indican que la deformación angular crítica para las arcillas varía entre el 0.01% y 0.5% dependiendo del índice de plasticidad del suelo IP, cuando aumenta el índice plástico la deformación angular crítica se incrementa como se muestra en la figura VII-12, en donde se encuentran curvas de módulo de rigidez normalizadas vs la deformación angular de las arcillas con diferentes índices de plasticidad.

El hecho de que el quiebre de las curvas ocurra a deformaciones más altas al crecer el índice plástico, indica que el comportamiento lineal de la arcilla aumenta con su plasticidad.

El límite superior parece estar dado por las arcillas plásticas del valle de México ( IP > 250 %) y el límite inferior por las arenas limpias ( IP = 0 % )

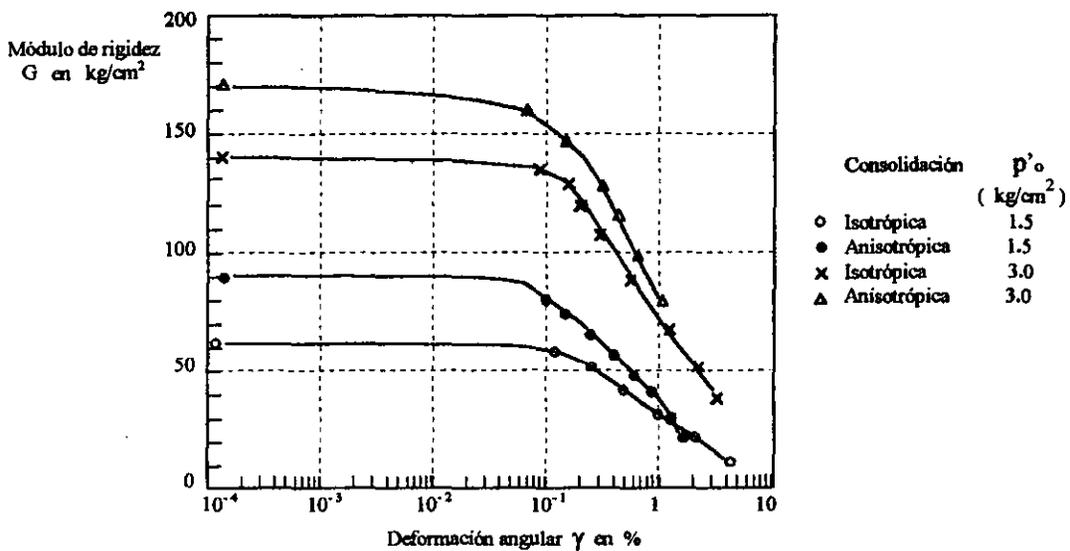


Figura VII-10 Efecto del tipo de consolidación y esfuerzo octaédrico en el módulo de rigidez.

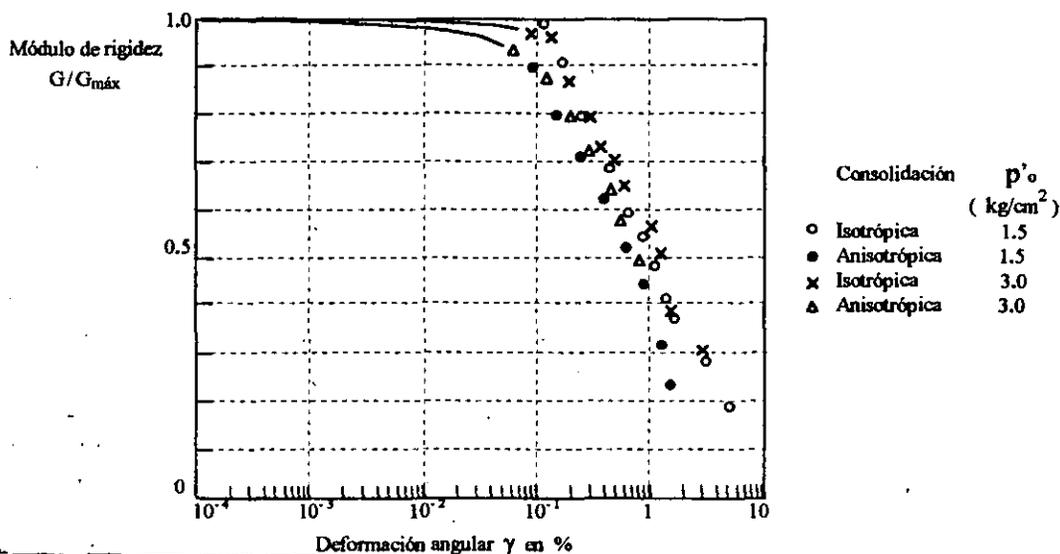


Figura VII-11 Curva de atenuación  $G/G_{máx}$  vs  $\gamma$

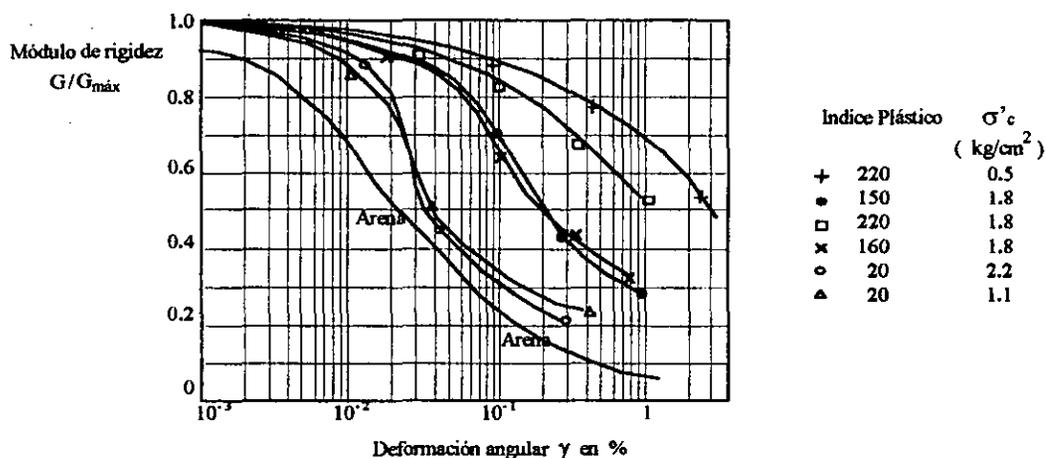


Figura VII-12 Efecto del índice de plasticidad.

Esta diferencia entre el comportamiento de las arcillas plásticas y las no plásticas se puede explicar en términos de las microestructuras de estas.

Las arcillas plásticas en general tienen una estructura floculada abierta, caracterizada por la enorme cantidad de contactos vértice-lado entre las partículas y entre grumos o agregados de partículas; por otro lado debido a su baja actividad las arcillas no plásticas tienen una estructura dispersa con pocos contactos vértice-lado entre las partículas. La mayor estructuración de las arcillas plásticas aumenta la flexibilidad del sistema, lo cual influye en el incremento de la deformación angular crítica.

Miguel P. Romo (1989) demostró que el parámetro dominante en la definición de las curvas de la figura VII-12 es el índice de plasticidad, por lo cual se pueden establecer expresiones analíticas para representar la variación del módulo de rigidez en función de la deformación angular y del índice plástico.

$$G(\gamma) / G_{\text{máx}} = [ 1 - H(\gamma) ]$$

$$H(\gamma) = [ (\gamma / \gamma_r)^{2B} / ( 1 + (\gamma / \gamma_r)^{2B} ) ]^A$$

En donde :

$G(\gamma)$  es el módulo de rigidez al cortante en función de  $\gamma$

$\gamma$  es la deformación angular en %

$G_{\text{máx}}$  es el módulo de rigidez al cortante para  $\gamma \leq 10^{-4}$  %

$\gamma_r$  es una deformación angular de referencia en % ( figura VII-14 )

A y B son parámetros del suelo. ( figuras VII-13 y VII-15 )

Esta expresión reproduce con bastante exactitud los resultados experimentales de la figura VII-12

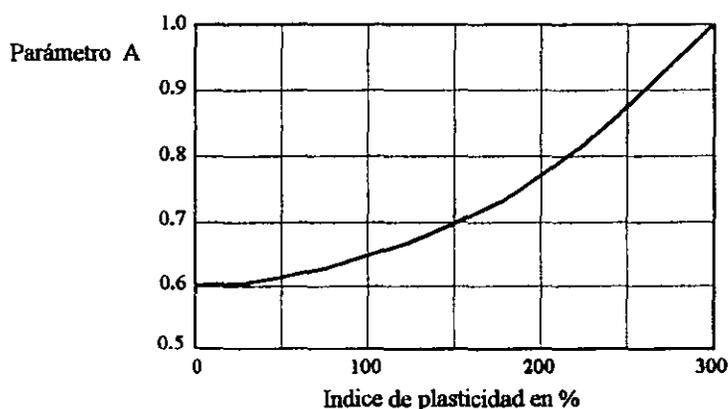


Figura VII-13 Efecto del índice de plasticidad en el parámetro A

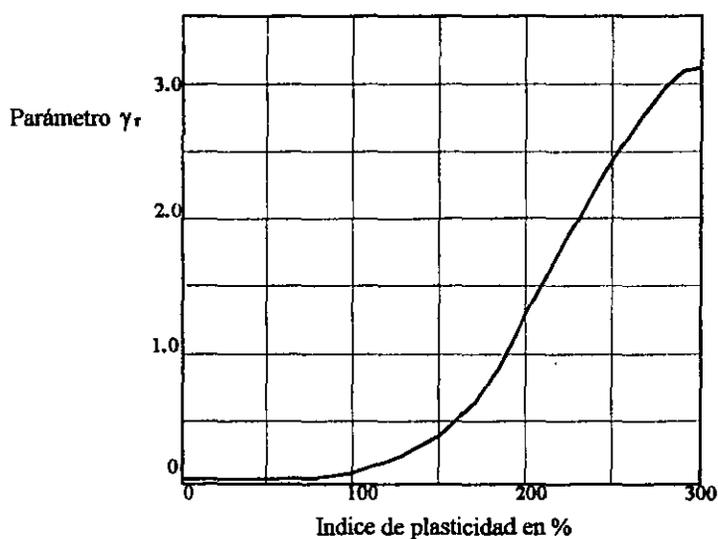


Figura VII-14 Efecto del índice de plasticidad en el parámetro  $\gamma_r$

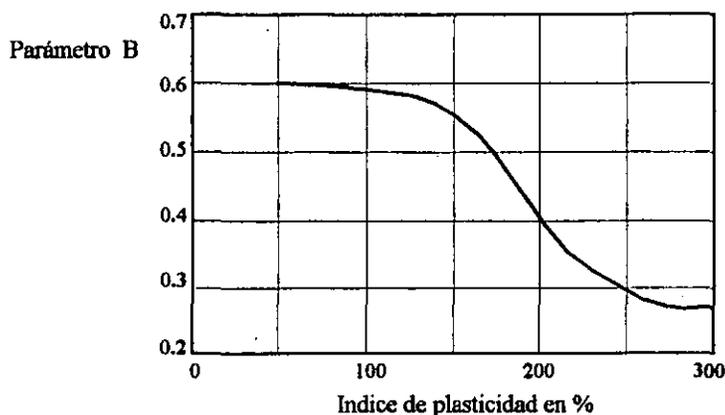


Figura VII-15 Efecto del índice de plasticidad en el parámetro B

Para determinar el valor de  $G(\gamma)$  a partir de la ecuación anterior, se debe obtener el valor máximo,  $G_{\text{máx}}$ . Para esto se pueden realizar ensayos de laboratorio con columna resonante en muestras representativas de arcilla, otra alternativa es medir la velocidad de onda de corte  $V_s$  en el sitio y determinar los pesos volumétricos del suelo  $\gamma_s$  y con la siguiente relación se calcula el valor máximo del módulo de rigidez.

$$G_{\text{máx}} = \gamma_s V_s^2 / g$$

En donde :

$g$  es la aceleración de la gravedad.

Otra opción para evaluar  $G_{\text{máx}}$  es medir la resistencia a la penetración  $q_c$  utilizando el cono estático y por medio de las relaciones existentes ( Jaime y Romo, 1988 ) entre  $V_s$  y  $q_c$  para las arcillas de la Ciudad de México, y con la ecuación anterior, se puede determinar  $G_{\text{máx}}$ .

Tales relaciones son para la zona del lago en donde el bombeo ha sido más severo y se han desplantado los edificios más pesados.

$$V_s = 10.03 + 7.89 q_c$$

Y para la zona del lago en donde las sobrecargas impuestas al terreno y el bombeo han sido más ligeros.

$$V_s = 6.00 + 12.11 q_c$$

En donde  $q_c$  es la resistencia de punta en  $\text{kg/cm}^2$  y la velocidad  $V_s$  tiene unidades de  $\text{m/s}$

Existen otras alternativas para estimar  $G_{\text{máx}}$  en función de la relación de vacíos y del esfuerzo de consolidación o relacionando el módulo de cortante máximo para condiciones de carga estáticas, pero estas expresiones se deben emplear cuidadosamente ya que presentan una gran dispersión.

Por otra parte cuando los suelos arcillosos saturados se someten a cargas cíclicas, en general desarrollan presiones de poro debidas a la continua degradación de su estructura; si las deformaciones cíclicas inducidas se incrementan hasta alcanzar un valor crítico, las presiones de poro aumentan a valores tales que reducen apreciablemente la rigidez inicial del suelo.

En algunos casos extremos la presión de poro puede igualar al esfuerzo efectivo de confinamiento, con lo cual se puede perder la resistencia al cortante del suelo.

Por otra parte, si las deformaciones cíclicas inducidas no exceden la deformación crítica, el efecto de la duración de la carga dinámica ( número de ciclos ) es de poca importancia.

La degradación del módulo de rigidez al cortante también depende del tipo de consolidación, como se puede apreciar en las figuras VII-16 y VII-17, para el caso de una arcilla consolidada isotrópicamente y otra consolidada anisotrópicamente.

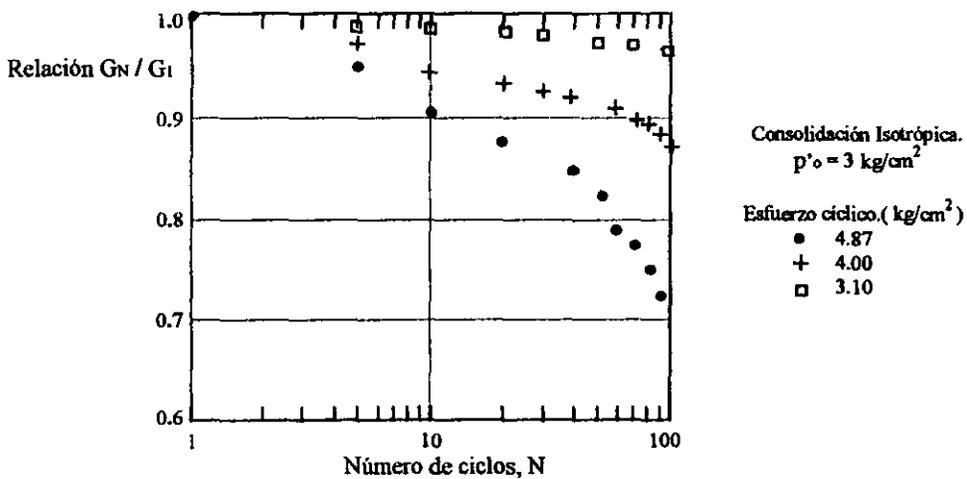


Figura VII-16 Degradación del módulo de rigidez al corte.

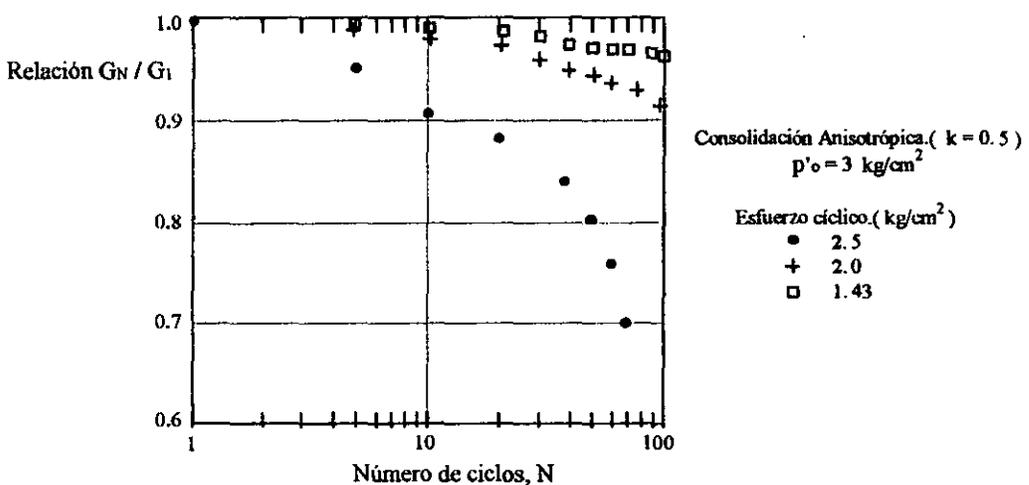


Figura VII-17 Degradación del módulo de rigidez al corte.

Observando estas gráficas, se puede apreciar que las arcillas consolidadas anisotrópicamente son más susceptibles a degradarse por la acción de la carga cíclica; también se puede apreciar que la

degradación del módulo de rigidez al cortante depende de la magnitud del esfuerzo cíclico y del número de ciclos.

La disminución del módulo de rigidez al cortante de la arcilla se puede estimar con la siguiente expresión ( Idriss 1978 )

$$G_N = G_1 N^{-t}$$

En donde :

- $G_N$  es el módulo de rigidez al cortante correspondiente a N ciclos.
- $G_1$  es el módulo de rigidez al cortante correspondiente al primer ciclo.
- $t$  es un parámetro de degradación.

Los resultados experimentales en una amplia variedad de arcillas muestran que el parámetro “ t ” depende del grado de preconsolidación, de la amplitud de la deformación cíclica, del índice plástico, y del tipo de consolidación.

Para arcillas normalmente consolidadas altamente plásticas de la Ciudad de México, Romo ( 1989 ) encontró que el parámetro de degradación “ t ” varía en función del tipo de consolidación y de la deformación axial cíclica “  $\epsilon_c$  ”, como se muestra en la figura VII-18

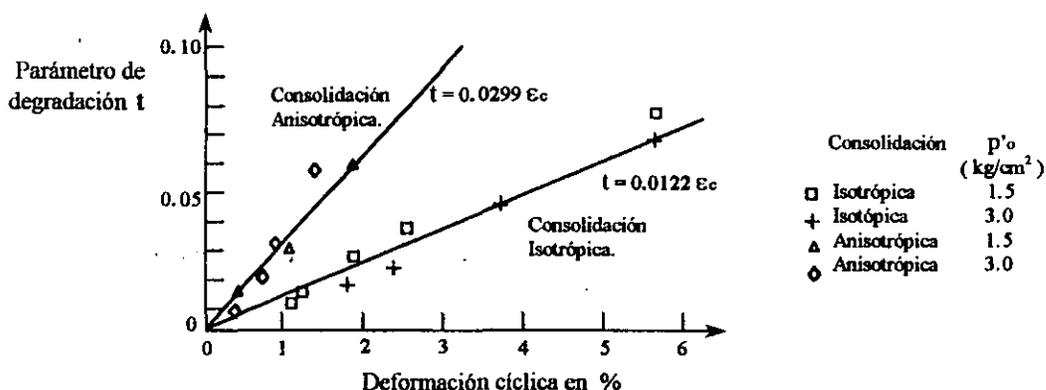


Figura VII-18 Parámetro de degradación de la arcilla de la Ciudad de México.

Para la consolidación isotrópica.  
 $t = 0.0122 \epsilon_c$

Para la consolidación anisotrópica.  
 $t = 0.0299 \epsilon_c$

En donde “  $\epsilon_c$  ” es la deformación axial cíclica de una muestra de arcilla ensayada en una cámara triaxial cíclica.

La deformación angular correspondiente se obtiene con la expresión :

$$\gamma = 0.5 ( 1 + \nu ) \epsilon_c$$

$\nu$  es la relación de Poisson.

**b) Amortiguamiento histerético.**

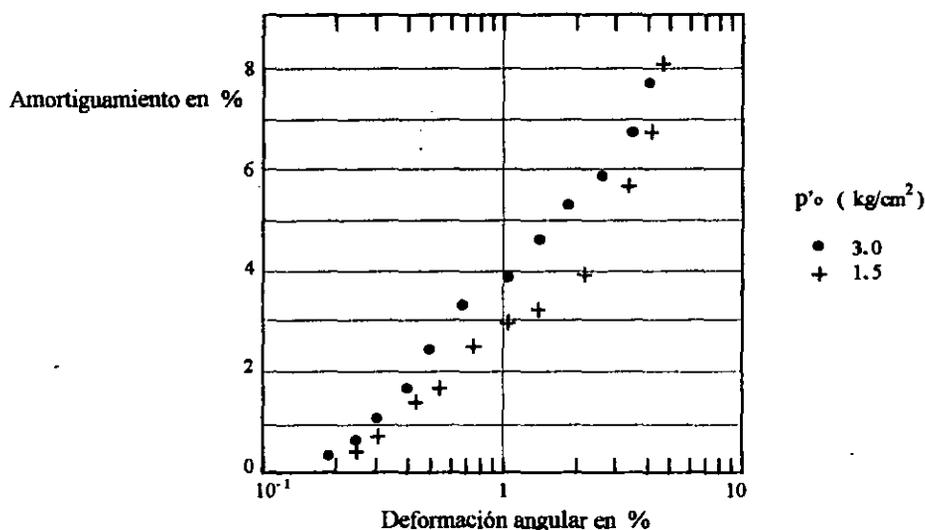
Cuando un suelo es sometido a la acción de cargas dinámicas, su respuesta esfuerzo deformación se caracteriza por la aparición de ciclos de histéresis, que son la manifestación de la capacidad que tiene el suelo para disipar energía; por otra parte, debido a la rigidez del suelo, éste almacena energía potencial en cada ciclo de carga.

La relación entre la energía disipada y la energía almacenada se denomina amortiguamiento histerético.

Usualmente el amortiguamiento histerético se determina en el laboratorio con ayuda de ensayos dinámicos de muestras de suelo.

Se ha determinado que la capacidad de un suelo para disipar energía depende principalmente de la magnitud de la deformación inducida, ya al incrementarse esta, el amortiguamiento aumenta como se muestra en la figura VII-19, en donde se presentan los resultados experimentales de ensayos triaxiales cíclicos en arcillas de la Ciudad de México para dos presiones de consolidación; se puede observar que el efecto del esfuerzo de consolidación es despreciable.

Por otro lado el tipo de consolidación parece tener cierta repercusión en el amortiguamiento, y aún más para deformaciones angulares mayores del 0.9% , como se muestra en la figura VII-20 , en donde se encuentran los resultados de ensayos triaxiales cíclicos aplicados a muestras de arcilla de la Ciudad de México consolidadas a igual esfuerzo octaédrico, pero una con consolidación isotrópica y otra con consolidación anisotrópica.



*Figura VII-19 Relación de amortiguamiento. Consolidación isotrópica.*

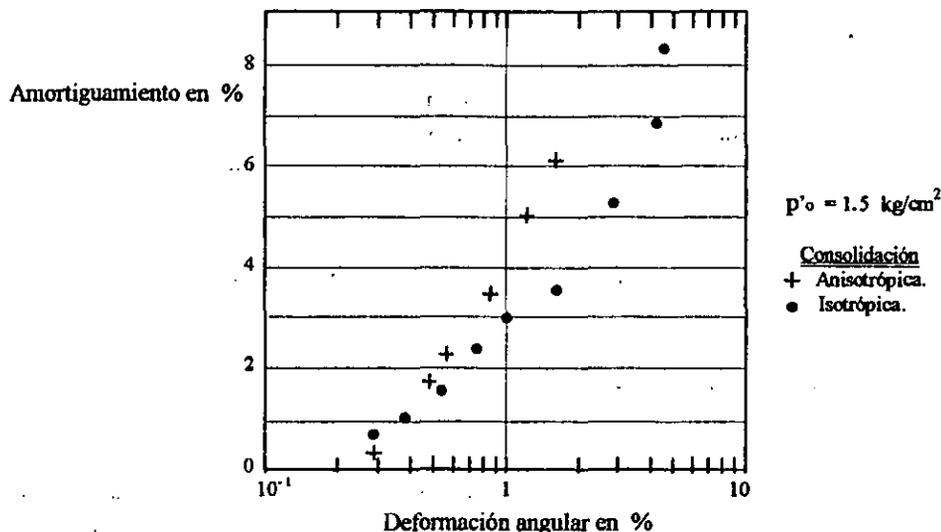


Figura VII-20 Efecto del tipo de consolidación en el amortiguamiento.

Resultados experimentales muestran que el índice de plasticidad influye en la capacidad que tienen las arcillas para disipar energía ( Romo 1989 )

En la figura VII-21 se puede observar que al aumentar el índice plástico para una misma deformación angular, el amortiguamiento histerético disminuye, pero estos resultados no son tan concluyentes, por lo cual se deben realizar más estudios.

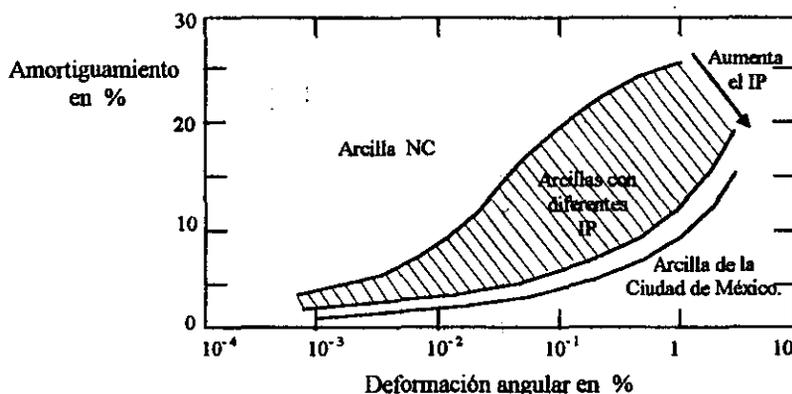


Figura VII-21 Efecto del IP en el amortiguamiento.

**c) Resistencia a la falla dinámica.**

El esfuerzo cortante último de arcillas en condiciones dinámicas se puede determinar a partir de ensayos dinámicos de muestras representativas.

Debido a que las condiciones de esfuerzos que existen en el suelo antes de la acción de un sismo influyen preponderantemente en su comportamiento, es muy importante que en el laboratorio se

reproduzca lo mejor posible la historia de esfuerzos a la que ha sido sometido el suelo en el lugar previo a la aplicación de la carga dinámica.

Algunos estudios realizados en la arcilla de la Ciudad de México demuestran que la resistencia a la falla dinámica  $S_{ud}$  es del 20% al 40% mayor que la resistencia a la falla estática  $S_u$  independientemente de la trayectoria de consolidación seguida y de la magnitud del esfuerzo octaédrico de consolidación. (Romo 1989)

La relación entre la resistencia a la falla dinámica  $S_{ud}$  y la resistencia a la falla estática  $S_u$  considerando que la trayectoria de esfuerzos totales que se sigue durante la aplicación de la carga es de compresión pasiva, (aumenta el desviador y se mantiene constante el esfuerzo confinante) se puede obtener con la siguiente expresión:

$$S_{ud} = [ (M_d (3 - M_e)) / (M_e (3 - M_d)) ] S_u$$

En donde:

$M_d$  es la pendiente de la envolvente de falla dinámica en términos de esfuerzos totales.

$M_e$  es la pendiente de la envolvente de falla estática en términos de esfuerzos totales.

Estos términos se pueden apreciar en un diagrama  $q - p$ , el cual se muestra a continuación (figura VII-22)

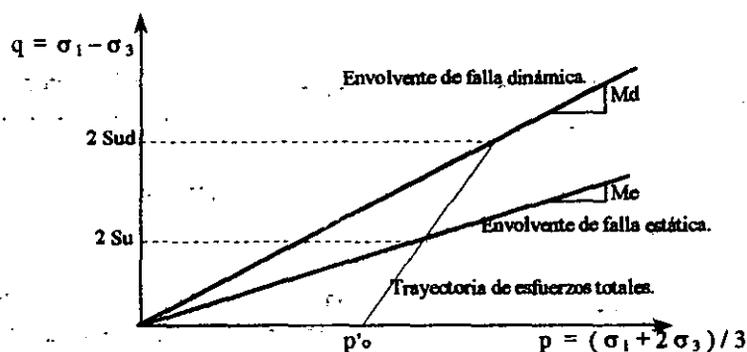


Figura VII-22 Diagrama  $q-p$

Los resultados de las investigaciones realizadas por Romo en 1989 muestran que:  $M_d = (1.25 \pm 0.05) M_e$  independientemente de la trayectoria de consolidación seguida.

Con la variación de los valores de  $M_d$  y con la ecuación anterior, se puede obtener la resistencia a la falla dinámica a partir de ensayos triaxiales estáticos que permitan establecer la envolvente de falla de la arcilla.

Por lo tanto, los valores que puede tomar  $S_{ud}$ , están entre:

$$S_{ud} = [ (1.20 (3 - M_e)) / (3 - 1.20 M_e) ] S_u \quad \text{y}$$

$$S_{ud} = [ (1.30 (3 - M_e)) / (3 - 1.30 M_e) ] S_u$$

#### d) Respuesta esfuerzo-deformación.

Si un espécimen de suelo se somete a una carga cíclica, este se deformará de manera transitoria (deformación cíclica), y además, después de varias aplicaciones de carga, acumulará deformación (deformación permanente) tal como se puede observar en la figura VII-23

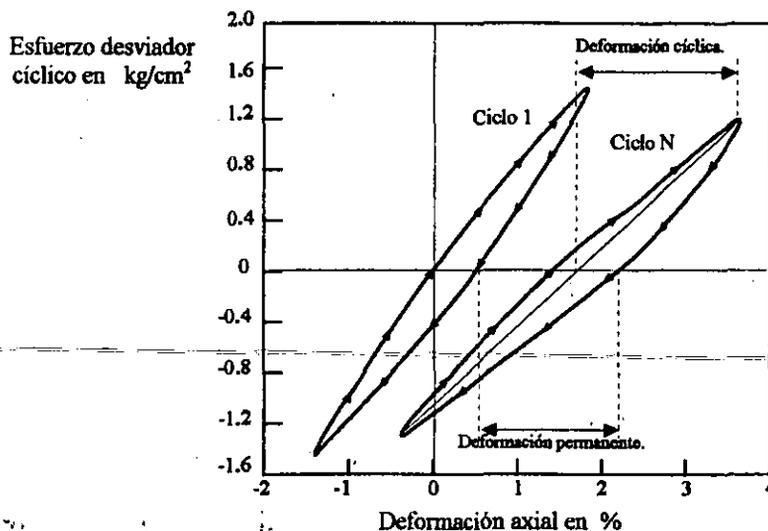


Figura VII-23 Componentes de deformación en carga dinámica.

La deformación cíclica depende de la magnitud del esfuerzo cíclico, y la deformación permanente además de la magnitud del esfuerzo cíclico, depende del número de veces que se aplica este.

Ambos tipos de deformación están relacionados, ya que al aumentar la amplitud de la deformación cíclica, la deformación permanente se acumula más rápido.

Por otra parte es conveniente hacer notar que la deformación cíclica o transitoria, es la que se emplea para definir los parámetros de rigidez y amortiguamiento del suelo, mientras que la deformación permanente se usa para estimar los desplazamientos permanentes en las cimentaciones causados por la acción de un sismo.

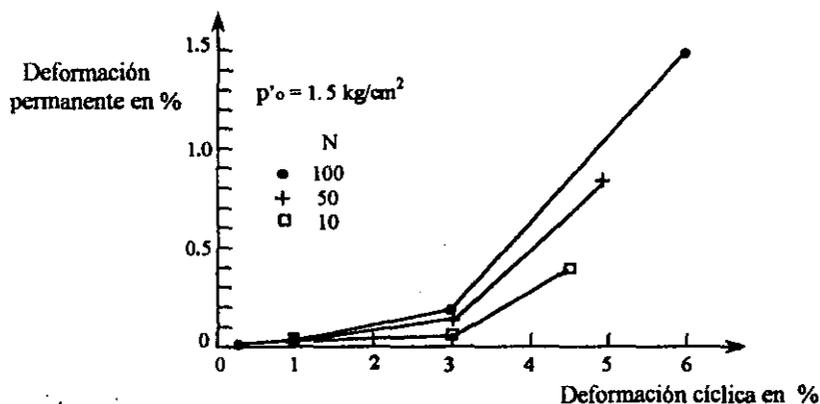
En la figura VII-24 se muestra la relación que existe entre la deformación permanente  $\epsilon_p$  con el número de ciclos  $N$  y con la deformación cíclica  $\epsilon_c$ .

Se puede observar en estas gráficas que a partir de un cierto valor de la deformación cíclica  $\epsilon_c$ , la deformación permanente  $\epsilon_p$  se incrementa con el número de ciclos; también se hace notar que existe un valor crítico de  $\epsilon_c$ , a partir del cual las deformaciones  $\epsilon_p$  comienzan a ser significativas.

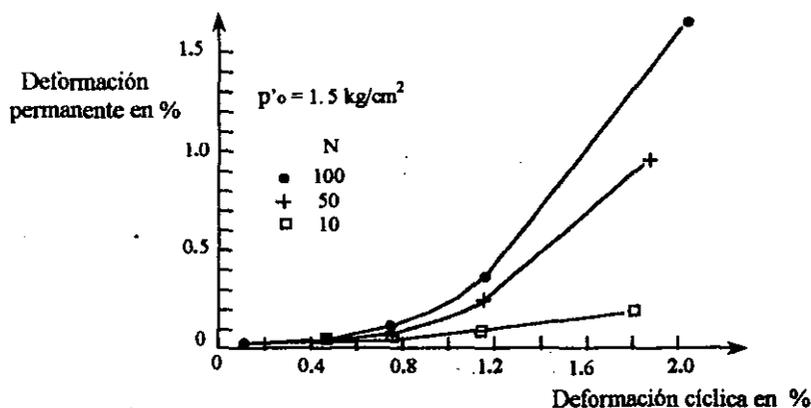
Otro aspecto interesante que se puede hacer notar, es que la deformación umbral se ve afectada por la trayectoria seguida durante la consolidación; para las muestras consolidadas anisotrópicamente la deformación umbral disminuye apreciablemente con respecto a la correspondiente a las muestras consolidadas isotrópicamente.

Los resultados de la figura VII-24 indican que el valor de la deformación umbral  $\epsilon_c$  es del orden del 1 % para el caso de consolidación isotrópica y aproximadamente del 0.6 % para la consolidación anisotrópica.

La deformación acumulada después de cada ciclo de carga se puede determinar midiendo el desplazamiento del ciclo de histéresis en cuestión con respecto al ciclo anterior.



a) Consolidación isotrópica.



b) Consolidación anisotrópica.

Figura VII-24 Relación entre la deformación permanente y la deformación cíclica.

En la figura VII-25 se puede apreciar la deformación permanente causada por la aplicación de 50 ciclos de carga de diferente amplitud. En el eje de las ordenadas se encuentra el valor del esfuerzo desviador total ( el esfuerzo cíclico  $\sigma_{cy}$ , más el esfuerzo estático o sostenido  $\sigma_d$  ) dividido entre el doble de la resistencia estática no drenada  $2S_u$ .

Los estudios se realizaron a muestras consolidadas isotrópicamente y anisotrópicamente, llegando a resultados similares; en la gráfica se puede observar que cuando se sobrepasa el esfuerzo umbral que es del orden de un 20 % mayor que  $2S_u$  se pueden presentar deformaciones permanentes de gran magnitud.

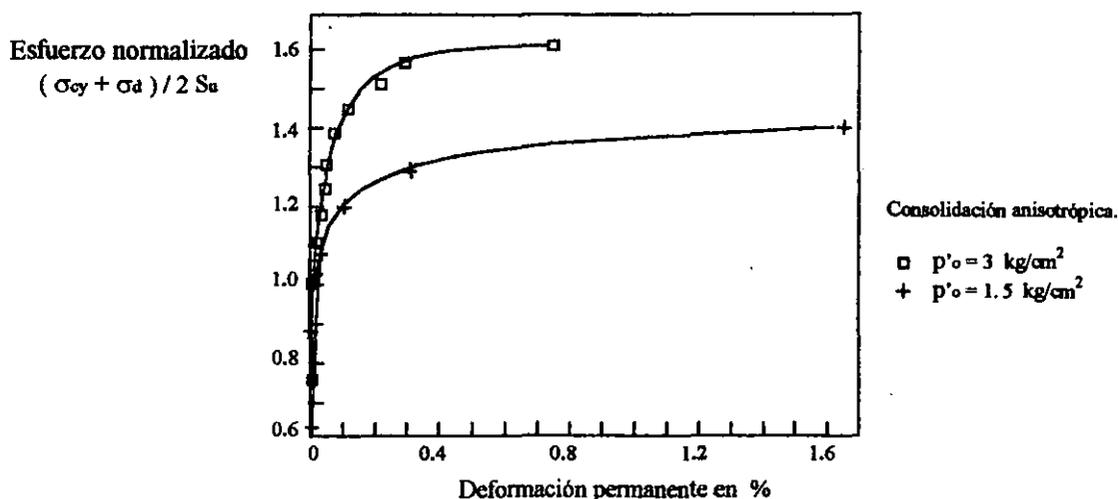


Figura VII-25 Deformación permanente por carga dinámica.

El comportamiento esfuerzo total vs deformación permanente sigue un patrón que se puede representar analíticamente con una hipérbola.

$$\sigma = (\sigma_{cy} + \sigma_d) / 2S_u = \epsilon_p / (a + b\epsilon_p)$$

$$\text{ó}$$

$$\epsilon_p = a\sigma / (1 - b\sigma)$$

En esta ecuación  $a$  y  $b$  son parámetros del suelo, y para el caso de la arcilla plástica ( $IP > 250\%$ ) de la Ciudad de México, para la consolidación isotrópica  $a = 0.000317 / 2S_u$  y  $b = 0.724 / 2S_u$ ; y para el caso de la consolidación anisotrópica  $a = 0.00031 / 2S_u$  y  $b = 1.195 / 2S_u$ .

Esta información nos puede servir para evaluar las deformaciones permanentes inducidas por un sismo en una cimentación, para lo cual se deben conocer los esfuerzos en el suelo impuestos por la cimentación (esfuerzos sostenidos) y los esfuerzos dinámicos obtenidos de un análisis sísmico, además se requiere calcular la resistencia  $S_u$  del suelo; con estos datos y con la ecuación anterior se pueden calcular las deformaciones permanentes en una cimentación después de un evento sísmico.

### e) Presión de poro dinámica.

Al someter una muestra de arcilla a carga dinámica (en condiciones de volumen constante) se generan distorsiones elásticas en la estructura del suelo que causan presiones de poro transitorias, que desde el punto de vista del diseño de obras civiles carecen de importancia.

Cuando el esfuerzo cíclico (más el sostenido) excede un valor crítico, también se originan distorsiones que generan presiones de poro permanentes, las cuales se acumulan con la aplicación continua de los esfuerzos cíclicos.

Las presiones de poro permanentes dependen del índice plástico y de la magnitud de las deformaciones angulares de la arcilla; a menor índice de plasticidad se acumula una mayor presión

de poro para el mismo esfuerzo total ( esfuerzo cíclico más esfuerzo sostenido ), y a mayores distorsiones inducidas, será mayor la presión de poro.

Para las arcillas plásticas de la Ciudad de México (  $IP > 250\%$  ) la presión de poro acumulada varía con el esfuerzo total y con el tipo de consolidación, tal como se muestra en la figura VII-26 , en donde las muestras de suelo se sometieron a 50 ciclos de carga.

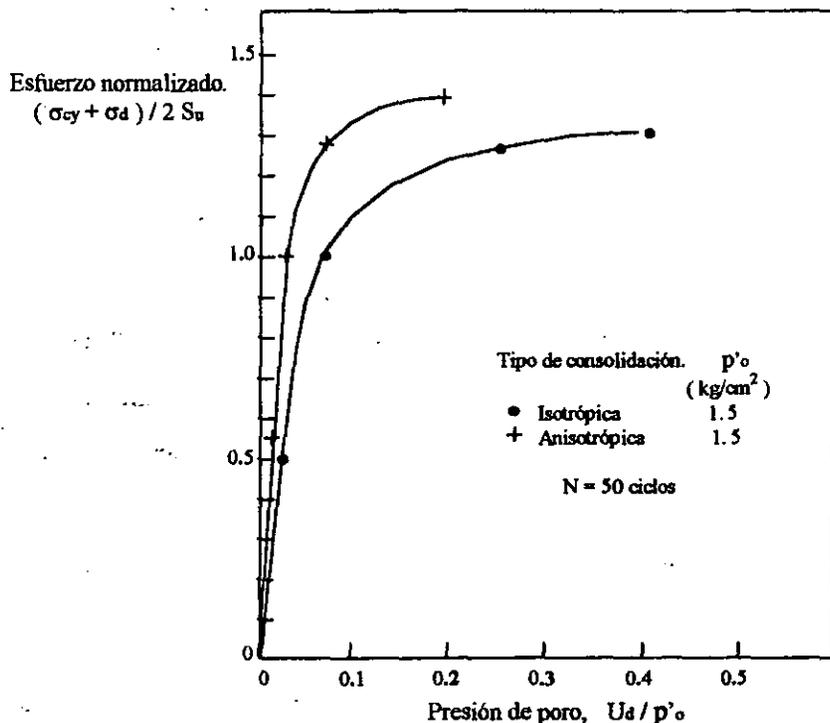


Figura VII-26 Presión de poro dinámica.

En esta gráfica se puede apreciar que las muestras consolidadas isotrópicamente acumulan más presión de poro durante la aplicación de los esfuerzos cíclicos, y que las presiones de poro máximas son moderadas aún para valores de esfuerzo desviador total tan altos como dos veces la resistencia estática no drenada.

Los resultados indican que la forma de las curvas  $u_d / p'_o$  vs  $(\sigma_{cy} + \sigma_d) / 2 S_u$  son del tipo hiperbólico; sin embargo dado el escaso volumen de resultados disponibles, resulta aventurado proponer parámetros generales que permitan la estimación de la presión de poro dinámica a partir del conocimiento de esfuerzos totales actuantes en problemas geotécnicos específicos.

### Repercusiones del comportamiento dinámico de la arcilla del Valle de México en la Ingeniería de Cimentaciones.

El tipo de suelo y su comportamiento es fundamental para el adecuado diseño de las cimentaciones, por tal motivo es indispensable conocer las propiedades esfuerzo-deformación-resistencia tanto en condiciones estáticas como dinámicas, para poder evaluar las diversas alternativas de cimentaciones y seleccionar la más adecuada.

Amplificación dinámica.

La importancia de los efectos locales en las características de los movimientos del suelo se demostraron ampliamente durante los sismos de 1985 en la Ciudad de México. Los espectros de aceleración de los movimientos registrados en diversas partes de la ciudad se ilustran en la figura VII-27, y reflejan el promedio de las dos componentes ortogonales registradas en cada sitio.

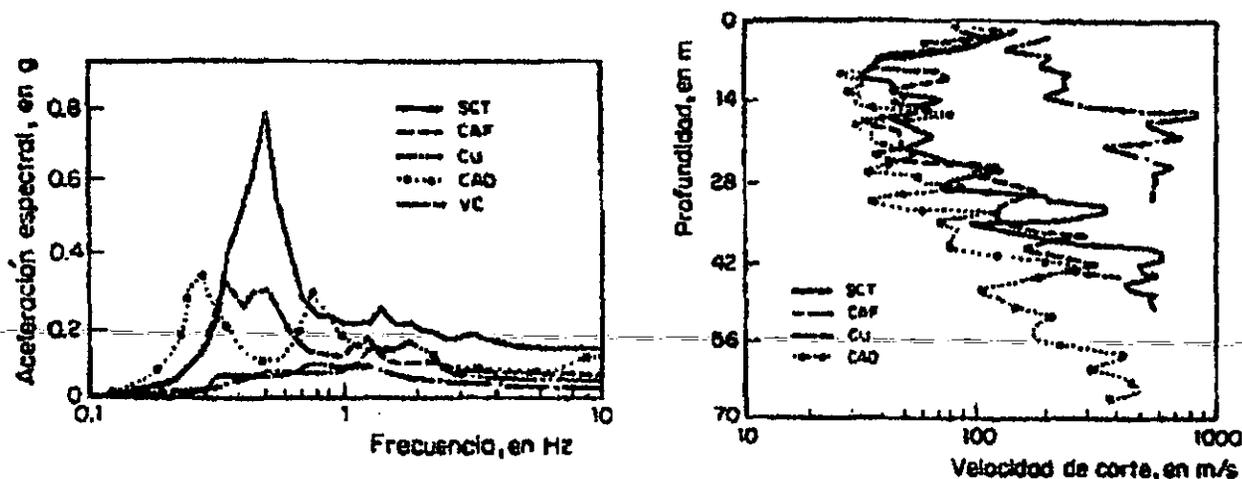


Figura VII-27 Efecto de las condiciones locales. (modificado de Romo, 1988)

También se pueden observar las velocidades de onda de corte, los cuales muestran las diferencias de rigidez y espesor de los estratos arcillosos.

Los depósitos de arcilla ( CAO, SCT y CAF ) amplificaron notablemente los movimientos en terreno firme ( CU y CV ) y modificaron apreciablemente el contenido de frecuencias de las ondas que arribaron al valle de México.

Otra parte de interés dentro de este estudio fue que el conocimiento del comportamiento dinámico de la arcilla del valle de México, que sirvió para reproducir los movimientos del terreno en diferentes partes de la ciudad causados por los sismos de 1985; también con el establecimiento de la deformación umbral se corrobora que la arcilla ( con  $IP > 200$  ) en el campo libre respondió como un material casi elástico, tal y como lo establecieron Romo y Jaime ( 1986 ), y Romo y Seed ( 1986 )

En general las arcillas amplificaron los movimientos del terreno firme, pero conviene señalar que la importancia de tal amplificación depende de las características de esta.

Estudios analíticos recientes ( Romo, Magaña y Bárcena, 1990 ) muestran que la respuesta no lineal de un depósito arcilloso depende significativamente de las propiedades  $G/G_{máx} - \gamma$  y  $\lambda - \gamma$  de las arcillas que componen el depósito.

Para el caso de un mismo sismo, pero considerando dos depósitos de arcilla con diferentes índices de plasticidad, se puede afirmar que las amplitudes espectrales son mayores para el caso de la arcilla con mayor índice plástico, tal como se muestra en la figura VII-28 ; por lo tanto al disminuir la plasticidad de la arcilla decrece la intensidad de los movimientos sísmicos del terreno.

De lo anterior se puede concluir que los coeficientes sísmicos resultan ser función del IP de la arcilla, por lo cual en su definición debería estar considerada la plasticidad de las arcillas.

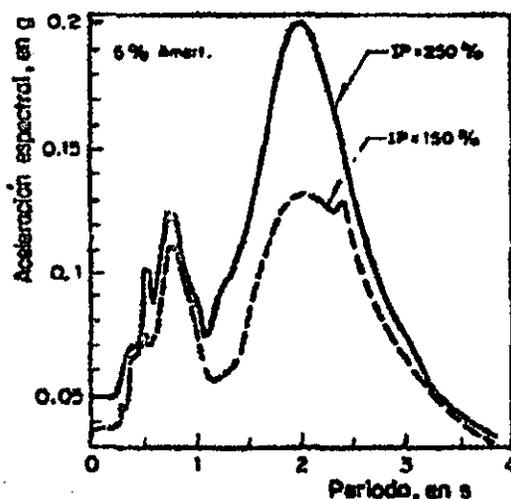


Figura VII-28 Efecto del IP en la respuesta de depósitos arcillosos.

### Capacidad de carga

La capacidad que tiene un suelo para soportar las cargas impuestas por una cimentación depende de su resistencia a la falla.

La resistencia estática última de un suelo arcilloso totalmente saturado puede disminuir después de haberlo sometido a carga cíclica, si se generan presiones de poro dinámicas.

Para el adecuado análisis de la resistencia del suelo es necesario evaluar su capacidad de carga para las tres alternativas siguientes:

I Para la condición estática antes de la aplicación de cargas dinámicas. La evaluación de la capacidad de carga del suelo se puede hacer con los métodos convencionales.

II Para las condiciones de carga dinámicas. En este caso se deben incluir las fuerzas de inercia de la masa de suelo potencialmente deslizante, y utilizar la resistencia dinámica de la arcilla, estos dos factores tienen efectos contrarios ya que mientras las fuerzas de inercia disminuyen el factor de seguridad estático, la resistencia dinámica lo incrementa, el resultado final dependerá de la magnitud de las fuerzas de inercia; para la Ciudad de México estos efectos se cancelan, y si la cimentación es estable para la condición estática, también lo será para la condición dinámica, a menos que las fuerzas por sismo más las sostenidas excedan al doble de la resistencia estática no drenada, esto puede ocurrir durante un sismo severo en cimentaciones con factores de seguridad inferiores a 2

III Para la condición estática después de un sismo. Se puede analizar con los métodos tradicionales estáticos, sin embargo debe considerarse la posibilidad de que la resistencia estática no drenada disminuya con las acciones sísmicas, si se llegan a generar presiones de poro dinámicas.

Si se conoce el valor de la presión de poro dinámica  $u_d$  y suponemos que la trayectoria de esfuerzos efectiva ( en la etapa de falla ) sólo se desplaza hacia el origen el valor de  $u_d$ , entonces la resistencia estática después de aplicar la carga cíclica,  $S_{ud}$  se puede calcular con la siguiente expresión :

$$S_{u1} = S_u - [ ( M_c u_d ) / 2 ]$$

En esta ecuación se hace la hipótesis de que la envolvente de falla es la misma antes y después de la aplicación de la carga dinámica, lo cual se puede considerar aceptable sólo para valores de  $u_d$  moderados, ya que para valores significativos de  $u_d$  se induce en el suelo un efecto de preconsolidación que modificará de manera importante la envolvente de falla en el intervalo de esfuerzos confinantes bajos.

### Hundimientos

Los resultados mostrados en la figura VII-25 muestran que la deformación permanente causada por carga dinámica depende primordialmente del esfuerzo total aplicado.

Con base en esto se puede concluir que cuando en una cimentación se presenten esfuerzos cortantes totales ( estáticos más sísmicos ) menores que 2 ó 3 veces la resistencia estática no drenada de la arcilla, las deformaciones permanentes en la cimentación causadas por el sismo serán despreciables, pero si se excede el valor del esfuerzo umbral, los asentamientos por sismo pueden ser importantes.

Se puede seguir con un razonamiento sencillo para el diseño de las cimentaciones en el valle de México, esto es, que al diseñar una cimentación, se le debe dar una dimensión de tal manera que el factor de seguridad contra la falla sea tal que limite a valores pequeños las deformaciones elásticas y por consolidación para las condiciones estáticas, lo cual ayudará a que los hundimientos durante sismos severos sean tolerables por la estructura.

En arcillas tan compresibles como la de la Ciudad de México, el problema de limitar los asentamientos a valores tolerables es más relevante que la capacidad de carga.

Para limitar las deformaciones elásticas y a largo plazo, la experiencia indica que las presiones de contacto deben mantenerse inferiores al esfuerzo de preconsolidación. Con este requisito las cimentaciones típicas de la Ciudad de México obtienen factores de seguridad superiores a 2.5

De los comentarios anteriores y de acuerdo con observaciones hechas a raíz de los sismos de 1985, parece razonable esperar que si los asentamientos a largo plazo se limitan a valores tolerables por la estructura, y si el factor de seguridad a la falla resulta superior a 2.5 , los asentamientos en cimentaciones que puedan causar sismos como el de el 19 de Septiembre de 1985 serán despreciables.

### Espectros de piso.

El diseño sísmico de las estructuras usualmente se basa en resultados de análisis modales en los que la excitación se especifica en términos de un espectro de aceleraciones. En los sitios en donde existen reglamentos de construcción por lo generalmente se incluyen los espectros que deben utilizarse para los diseños sismo resistentes de estructuras; estos espectros corresponden a las condiciones de campo libre y en algunos reglamentos se pueden modificar si se incluye el efecto potencial de la estructura sobre los movimientos de campo libre o más específicamente la interacción dinámica suelo-estructura.

Los espectros calculados en las bases de las estructuras se denominan espectros de piso, y dado que incluyen los efectos de interacción, son representativos de los movimientos sísmicos a los que estarían sometidas las estructuras.

Resultados teóricos ( Romo 1987; Romo 1989 ) muestran que dependiendo del tipo y rigidez de la cimentación, así como de las presiones de contacto, las amplitudes del espectro de campo libre pueden reducirse apreciablemente por efecto de la interacción dinámica suelo-estructura.

Mediciones recientes de los movimientos sísmicos bajo un edificio y el campo libre cercano de la Ciudad de México, demuestran que efectivamente la intensidad de los movimientos en la base del edificio son menores que los correspondientes de campo libre.

Debido a que las características de la respuesta del sistema suelo estructura dependen también del comportamiento dinámico del suelo de la cimentación y de los movimientos de campo libre dentro del perímetro de la cimentación, es importante que estos parámetros se determinen adecuadamente.

El uso inapropiado de las curvas  $G/G_{\max} - \gamma$  en la determinación de los movimientos de campo libre puede conducir a resultados muy diferentes que se reflejen en el cálculo de los espectros de piso, y ya que los momentos de volteo y los cortantes basales se determinan a partir de los espectros de piso, cualquier variación en estos repercute en las sollicitaciones que deben incluirse para el diseño de la cimentación y de la estructura por sismo, por tal motivo, se debe tener mucho cuidado al usar los resultados de otros estudios experimentales ya que si la aceptación se hace con la única base de que ambos suelos son arcillas plásticas, se pueden cometer graves errores.

### *Comportamiento de las estructuras de la Ciudad de México durante los sismos de 1985.*

Los sismos ocurridos en México el 19 y 21 de Septiembre de 1985 ( de magnitud 8.1 y 7.6 en la escala de Richter respectivamente ) constituyeron una oportunidad dramática pero única para observar el comportamiento de las cimentaciones en condiciones extremas, y fue posible evaluar la vulnerabilidad de los diferentes sistemas de cimentaciones de la Ciudad de México, por lo cual es muy importante que se tomen en cuenta las lecciones aprendidas ocasionadas por estos sucesos.

#### Cimentaciones superficiales.

Se reportaron pocos casos de comportamiento inadecuado de cimentaciones de construcciones ligeras sobre zapatas. Los daños ocurridos pudieron asociarse a defectos constructivos, a la existencia de materiales sueltos al nivel de desplante o a la interacción con edificios vecinos más pesados que generalmente tenían otro tipo de cimentación.

Varias construcciones cimentadas sobre losas presentaron grandes asentamientos diferenciales que condujeron al desplome de los edificios, y en algunos casos a la falla por cortante del suelo. Este comportamiento inadecuado pudo relacionarse con problemas previos en condiciones estáticas atribuibles a una presión de contacto alta al nivel de desplante, a excentricidades de carga, heterogeneidades del subsuelo, y en algunos casos a obras de excavación con bombeo realizado a poca distancia.

#### Cimentaciones compensadas.

Son comunes en la Ciudad de México las construcciones cimentadas sobre cajones desplantados a varios metros de profundidad, en las que el peso del suelo excavado compensa parcial o totalmente el

---

peso del edificio, con lo cual se reduce o anula la magnitud de los incrementos de esfuerzo inducidos en el suelo.

Se observaron asentamientos importantes en varias cimentaciones de este tipo, las cuales presentaban grandes dimensiones en planta y una compensación parcial; este tipo de problemas generalmente se presentó en edificios con una historia previa de asentamientos excesivos en condiciones estáticas, debidos a sobrecargas locales o generales excesivas.

En varias construcciones la infiltración de agua en el cajón había reducido en forma importante la eficiencia de la compensación.

Los sismos demostraron que la compensación generalmente no es adecuada para estructuras esbeltas, especialmente si estas tienen excentricidades de cargas, ya que varias estructuras de este tipo que ya presentaban un desplome permanente, durante el sismo respondieron con asentamientos diferenciales bruscos.

Los altos momentos de volteo a los que se sometieron las cimentaciones durante estos eventos ocasionaron esfuerzos cíclicos críticos que generaron deformaciones permanentes en el suelo.

#### Cimentaciones sobre pilotes de punta.

En el caso de edificios pesados cimentados sobre pilotes apoyados en un estrato resistente profundo, el comportamiento sísmico fue generalmente satisfactorio; sin embargo, el sismo provocó asentamientos del suelo en la periferia de la construcción que se atribuyen a la disipación de la fricción negativa por movimientos relativos entre la estructura y el suelo. También se reportaron algunos casos de posible penetración de la capa dura y de daños estructurales en pilotes de la periferia de la construcción por efectos de los momentos de volteo.

#### Cimentaciones sobre pilotes de fricción.

La solución más controvertida entre las disponibles para la cimentación de edificaciones es posiblemente la de los pilotes de fricción, en los que se distinguen dos tipos de diseño.

*Diseño de pilotes de fricción en términos de capacidad de carga.* Con poca frecuencia se utilizan los pilotes de fricción como un sistema de cimentación principal en la zona lacustre del Valle de México; el número y las dimensiones de los pilotes se escogen de tal forma que estos sean por sí solos capaces de soportar la carga de la construcción en condiciones estáticas y las cargas por sismo.

Además se debe tomar en cuenta durante el diseño de los pilotes, que el hundimiento regional de la Ciudad de México ocasiona una fricción negativa que induce compresiones adicionales en estos.

*Diseño de pilotes de fricción en términos de deformación.* Los pilotes de fricción se usan frecuentemente como complemento de un sistema de losa corrida o cajón de cimentación con el fin de reducir los asentamientos.

La capacidad de carga de los pilotes es inferior al peso de la construcción, por lo cual una parte de este peso se transmite al suelo a través de la losa; debido a que los pilotes de fricción en este caso trabajan al límite de su capacidad están sometidos exclusivamente a fricción positiva.

---

Este sistema de cimentación es económico, evita los problemas de la fricción negativa y emersión, y además permite aprovechar el efecto de compensación; sin embargo es muy sensible a errores de estimación de cargas, a las variaciones de estas durante la vida útil de la construcción ( pérdida de subpresión por inundación, cambio de uso del edificio, etc. ), y a las excentricidades de las mismas.

Debido a que los pilotes trabajan al límite de su capacidad, cualquier incremento en las cargas con respecto a las de diseño debe ser absorbido por el suelo en contacto con la losa, con las deformaciones y problemas de estabilidad consecuentes; además los pilotes que trabajan al límite son particularmente susceptibles de presentar degradación de la adherencia pilote-suelo bajo cargas cíclicas.

Debido a estos problemas, este tipo de cimentaciones fueron las más afectadas durante los sismos de 1985, ya que se sabe que el 13.5 % de los edificios de 9 a 12 pisos la mayoría cimentados sobre pilotes de fricción sufrieron daños severos en la zona central de la Ciudad de México.

Se observaron dos tipos de comportamiento inadecuado, el primero fue el asentamiento de edificios pesados con grandes dimensiones en planta, y el segundo problema se presentó en edificios esbeltos o con cargas excéntricas en donde se observó un desplome permanente, incluyendo un caso de colapso total por volcamiento.

#### Sistemas de cimentaciones especiales.

Entre los sistemas especiales de cimentaciones usados en la Ciudad de México, el más común es probablemente el de los " pilotes de control "; estos pilotes están equipados con un dispositivo que permite regular la carga tomada por cada pilote y los movimientos de la construcción respecto al terreno circundante. En varios casos estos sistemas fueron seriamente dañados o fallaron, en general esto se atribuye a la falta de mantenimiento.

Los problemas que presentaron otros tipos de cimentaciones especiales como los pilotes entrelazados fueron semejantes a los ya discutidos para los pilotes de fricción.

Se sabe que durante los sismos de Septiembre de 1985, la mayor parte de las cimentaciones que sufrieron daños importantes ya presentaban problemas en condiciones estáticas.

#### *Análisis y diseño sísmico de cimentaciones en el Valle de México.*

El adecuado diseño las cimentaciones en condiciones estáticas y dinámicas es un factor indispensable para garantizar el buen funcionamiento estructural de la construcción, así como el adecuado comportamiento del suelo dentro de los límites de seguridad y servicio.

El proceso de diseño de cualquier cimentación comienza con la definición cuidadosa de las características geométricas del proyecto, las cargas previsibles y del entorno en donde se construirá, posteriormente se debe investigar adecuadamente las características y propiedades mecánicas del subsuelo; a partir de los resultados obtenidos es posible elegir el tipo de cimentación más adecuado para el proyecto y llegar a un dimensionamiento preliminar. En la cimentación propuesta se debe evaluar su comportamiento con las solicitaciones estáticas y dinámicas a las que pueda estar sometida, con el fin de verificar la validez de la solución considerada; si el diseño propuesto es

satisfactorio, debe someterse a la verificación prevista por el reglamento de construcciones, de tal forma que cumpla con las condiciones de seguridad y servicio que este fija.

A raíz de los sismos de 1985, el Reglamento de Construcciones para el D.F. y sus respectivas Normas Técnicas Complementarias sufrieron algunos cambios.

El reglamento vigente a partir de 1987 en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones fija lo siguiente :

A.1 ) Estados límite de falla. Para cimentaciones someras ( zapatas y losas ) y cimentaciones compensadas desplantadas en suelos sensiblemente homogéneos, se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos :

$$\Sigma Q F_c / A < C_u N_c F_R + p_v$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes :

$$\Sigma Q F_c / A < [ \bar{p}_v ( N_q - 1 ) + \gamma B N_\gamma / 2 ] F_R + p_v$$

donde :

- $\Sigma Q F_c$  Suma de acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga.
- A Area de cimiento, m<sup>2</sup>
- $p_v$  Presión vertical a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t / m<sup>2</sup>
- $\bar{p}_v$  Presión vertical efectiva a la misma profundidad, t / m<sup>2</sup>
- $\gamma$  Peso volumétrico del suelo, t / m<sup>3</sup>
- $C_u$  Cohesión aparente, t / m<sup>2</sup>, determinada en ensaye triaxial UU
- B Ancho de la cimentación, m
- $N_c$  Coeficiente de capacidad de carga dado por :  $N_c = 5.14 ( 1 + 0.25 D_f / B + 0.25 B / L )$  para  $D_f / B < 2$  y  $B / L < 1$ , donde  $D_f$  es la profundidad de desplante en m ; si  $D_f / B$  y  $B / L$  no cumplan lo anterior, se considerarán iguales a 2 y 1 respectivamente.
- $N_q$  Coeficiente de capacidad de carga dado por :  $N_q = \exp [ \pi \tan \phi ] \tan^2 ( 45^\circ + \phi / 2 )$   
El coeficiente  $N_q$  se debe multiplicar por  $1 + ( B / L ) \tan \phi$  para cimientos rectangulares y por  $1 + \tan \phi$  para cimientos circulares o cuadrados.
- $N_\gamma$  Coeficiente de capacidad de carga dado por :  $N_\gamma = 2 ( N_q + 1 ) \tan \phi$   
El coeficiente  $N_\gamma$  se debe multiplicar por  $1 - 0.4 ( B / L )$  para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.
- $F_R$  Factor de resistencia especificado en las normas.

El parámetro  $\phi$  está dado por la expresión  $\phi = \text{ang tan} ( \alpha \tan \phi^* )$  donde  $\phi^*$  es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo.

Para suelos arenosos con compacidad relativa menor de 70% , el coeficiente  $\alpha$  es igual a 0.67 ; en cualquier otro caso es igual a 1.

En el caso de combinaciones de carga ( en particular que incluyen solicitaciones sísmicas ) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia “ e ” del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del cimiento deberá considerarse igual a :  $B' = B - 2e$  ; un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva.

En las cimentaciones compensadas se verificará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción, para esto se adoptará una posición conservadora del nivel freático.

**A.2 ) Estados límite de servicio. Para cimentaciones someras ( zapatas y losas ) y cimentaciones compensadas.**

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo condiciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad con la previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación :

$$\Delta H = \sum_{\Delta z} \left[ \frac{\Delta e}{(1 + e_0)} \right] \Delta z$$

donde:

$\Delta H$  Asentamiento de un estrato de espesor H.

$e_0$  Relación de vacíos inicial.

$\Delta e$  Variación de la relación de vacíos bajo incremento de esfuerzo vertical  $\Delta p$  inducido a la profundidad  $z$  por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.

$\Delta z$  Espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical  $\Delta p$  inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo; estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo estructura.

Las normas de cimentaciones permiten una expansión máxima de 30 cm , y un asentamiento máximo de 15 cm cuando hay colindancias y de 30 cm cuando no las hay; además se debe tratar de minimizar al máximo los hundimientos diferenciales considerando los límites que estable el reglamento.

Las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo la acción de cargas accidentales cíclicas se podrán estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativos del fenómeno.

**B.1 ) Estados límite de falla. Para cimentaciones con pilotes de fricción.**

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, el reglamento pide verificar, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la siguiente desigualdad para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas :

$$\Sigma Q F_c < R$$

donde :

$\Sigma Q F_c$  Suma de los incrementos de carga debidos a las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas por sus correspondientes factores de carga; las acciones incluirán el peso propio de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse en el fuste del pilote o en su envolvente.

**R** Capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación, que se considere igual al mayor de los dos valores siguientes:

a) Capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación despreciando el efecto de los pilotes.

b) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción que se considerará igual a la suma de las capacidades de carga de punta de los pilotes individuales más el menor de los siguientes valores:

Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales.

Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

Suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión se calculará como:

$$C_f = A_L f F_R$$

donde :

$C_f$  Capacidad por adherencia, t

$A_L$  Area lateral del pilote, m<sup>2</sup>

$f$  Adherencia lateral media pilote-suelo, t/m<sup>2</sup>

$F_R = 0.7 ( 1 - S / 2 )$  factor de resistencia; S es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote.

**B.2 ) Estados límite de servicio. Para cimentaciones con pilotes de fricción.**

Los asentamientos o emersiones de cimientos con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo de apoyo bajo las cargas actuantes en ellos, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional, además en el cálculo se tomarán en cuenta explícitamente las excentricidades de carga.

Las deformaciones permanentes bajo la combinación de cargas que incluyan el efecto del sismo se podrán estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno y deben de limitarse a los valores que fija el reglamento; para el cálculo de las deformaciones se

considerará que la carga máxima soportada por los pilotes en condiciones sísmicas es la capacidad de carga por adherencia lateral de estos.

C.1 ) Estados límite de falla. Para cimentaciones con pilotes de punta y pilas.

El reglamento define a los pilotes de punta como aquellos que transmiten la mayor parte de su carga a un estrato resistente por medio de su punta, y pilas a aquellos elementos que generalmente tienen más de 80 cm de diámetro colocados en una perforación previa.

El reglamento pide que se cumpla la desigualdad antes propuesta.  $\Sigma Q F_c < R$  ; donde R es la suma de las capacidades de carga individuales o de grupos o la global del conjunto de pilotes, la que sea menor.

La capacidad de carga de pilotes de punta o pilas se calculará como sigue:

Para suelos cohesivos.  $C_p = [ C_u N_c^* F_R + p_v ] A_p$

Para suelos friccionantes.  $C_p = [ \bar{p}_v N_q^* F_R + p_v ] A_p$

donde :

$C_p$  Capacidad por punta, t

$A_p$  Area transversal de la pila o del pilote, en  $m^2$

$p_v$  Presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes,  $t/m^2$

$\bar{p}_v$  Presión vertical efectiva a la misma profundidad,  $t/m^2$

$C_u$  Cohesión aparente, en  $t/m^2$ , determinada en ensaye triaxial UU

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

Tabla VII-2

$\phi_u$	0°	5°	10°
$N_c^*$	7	9	13

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

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

$N_q^* = N_{\min} + L_c ( N_{\max} - N_{\min} ) / [ 4 B \tan( 45^\circ + \phi/2 ) ]$  ; si  $L_c/B \leq 4 \tan( 45^\circ + \phi/2 )$

$N_q^* = N_{\max}$  ; si  $L_c/B > 4 \tan( 45^\circ + \phi/2 )$

Tabla VII-3

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

$L_e$  Longitud de empotramiento del pilote o pila en el estrato resistente, m

$B$  Ancho o diámetro de los pilotes, m

$\phi$  Angulo de fricción interna, en grados {  $\phi = \text{ang tan} (\alpha \tan \phi^*)$  }

$F_R$  Factor de resistencia igual a 0.35

En el caso de pilotes o pilas de más de 0.5 m de diámetro, la capacidad así calculada deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente :

Para suelos friccionantes, se multiplicará la capacidad calculada por el factor :

$$F_{re} = [ ( B + 0.5 ) / 2 B ]^n$$

donde :

$B$  Es el diámetro de la base del pilote o pila en metros ( $\rightarrow 0.5$  m.)

$n$  Es un exponente que vale 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso.

Para suelos cohesivos firmes fisurados, se multiplicará por el mismo factor de los suelos friccionantes pero considerando  $n = 1$  ; para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo se multiplicará por :

$$F_{re} = ( B + 1 ) / ( 2 B + 1 )$$

Por otro lado, la contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación a base de pilotes de punta deberá despreciarse en todos los casos.

Además de la capacidad de carga vertical, el reglamento pide que se revise la capacidad del suelo para resistir los esfuerzos inducidos por los pilotes sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad de los pilotes para transmitir dichas sollicitaciones horizontales.

### C.2 ) Estados límite de servicio. Para cimentaciones con pilotes de punta y pilas.

Los asentamientos de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes bajo las diferentes acciones a las que se encuentren sometidos, incluyendo la fricción negativa, y la de los estratos localizados abajo del nivel de apoyo de las puntas.

Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

## **Capítulo VIII**

### **Procedimientos constructivos de excavaciones en la arcilla del Valle de México.**

- *Introducción*
- *Abatimiento del nivel freático.*
- *Métodos y equipos empleados en las excavaciones en la arcilla del Valle de México.*
- *Procedimientos constructivos de excavaciones para pilas y pilotes en la arcilla del Valle de México.*
- *Comentarios finales.*

---

**Capítulo VIII Procedimientos constructivos de excavaciones en la arcilla del Valle de México.*****Introducción***

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones señala algunos aspectos que se deben cumplir en las excavaciones.

Se menciona que cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones se delimitarán con taludes perimetrales, pero si por el contrario existen restricciones de espacio y no son aceptables los taludes verticales debido a las características del subsuelo, se debe recurrir a un sistema a base de ademes, tablaestacas, o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas; en todos los casos se debe llevar un adecuado control del nivel del agua freática y una secuencia de excavación que minimice los movimientos del terreno.

En el diseño de la excavación se debe vigilar que se cumplan durante la construcción los estados límites de falla y los estados límite de servicio.

**Estados límite de falla.**

Los estados límites de falla que debe cumplir cualquier excavación son: evitar el colapso de los taludes o paredes libres o ademadas de la excavación, la falla de los cimientos de las construcciones colindantes y la falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes.

En la verificación de la seguridad de los estados límite de falla se debe utilizar un factor de resistencia de 0.6 , pero cuando la falla de los taludes, ademes o fondo de la excavación no impliquen daños a los servicios públicos, instalaciones o a las construcciones adyacentes, el factor de resistencia puede aumentar a 0.7 ; además la sobrecarga mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a la excavación será de  $1.5 \text{ t/m}^2$  con un factor de carga unitario.

**a) Taludes**

En la seguridad y estabilidad de los taludes se considerará la influencia de la presión del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento próximo a la corona, la presencia de grietas u otras discontinuidades, y los posible mecanismos de extrusión en estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes.

Para el análisis de la estabilidad de los taludes se usará un método de equilibrio límite considerando las posibles superficies de falla.

**b) Falla por subpresión en estratos permeables.**

Para el caso de suelos friccionantes, la estabilidad del fondo de la excavación por flujo de agua se puede lograr extrayendo el agua del subsuelo por medio de bombeo con el fin de llevar el nivel del agua freática por debajo del fondo de la excavación.

Cuando se realiza una excavación en un suelo impermeable que a su vez descansa sobre un estrato permeable, se debe considerar que la presión del agua en el estrato permeable podría levantar el fondo de la excavación aún con el bombeo superficial.

Para evitar que esto suceda el espesor mínimo del estrato impermeable  $h$  debe cumplir con la siguiente ecuación :

$$h > (\gamma_w / \gamma_m) h_w$$

donde :

$h$  : Es el espesor de la capa impermeable.

$h_w$  Es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable.

$\gamma_w$  Es el peso volumétrico del agua

$\gamma_m$  Es el peso volumétrico entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor del estrato impermeable no sea suficiente para asegurar la estabilidad del fondo de la excavación, se debe reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de pozos de alivio.

### c) Estabilidad de excavaciones ademadas.

Cuando se utilicen para soportar las paredes de la excavación elementos estructurales como tablaestacas o muros colados en el lugar, estos se deben diseñar adecuadamente para evitar que fallen.

La revisión de la estabilidad general de la excavación se realizará por medio de un análisis límite, mientras que la posible falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que :

$$p_v + \sum q F_c < C_u N_c F_R$$

donde :

$p_v$  Es la presión vertical total actuante en el suelo a la profundidad de excavación,  $t/m^2$

$\sum q F_c$  Sobrecargas superficiales afectadas por sus respectivos factores de carga,  $t/m^2$

$C_u$  Es la cohesión aparente del material debajo del fondo de la excavación en condiciones drenadas,  $t/m^2$

$N_c$  Coeficiente de capacidad de carga  $N_c = 5.14 ( 1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L )$

$F_R$  Factor de resistencia igual 0.5 ; si la falla no afecta a servicios públicos, instalaciones o construcciones adyacentes el factor de resistencia será de 0.7

Por otro lado, los empujes a los que estarán sometidos los puntales se deben calcular con la envolvente de la distribución de presiones determinadas a partir de la experiencia local. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, de su grado de fisuramiento y de su reducción de resistencia con el tiempo.

Cuando el nivel freático se localice a poca profundidad, los empujes considerados sobre los troqueles serán por lo menos iguales a los producidos por el agua.

Para el diseño de troqueles además se deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tráfico en la vía pública, el equipo de construcción, las estructuras adyacentes y cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el período de la construcción, considerando un factor de carga de 1.1

#### d) Estabilidad de las estructuras vecinas.

Cuando se considere necesario, las estructuras adyacentes a la excavación deberán reforzarse o recimentarse; el soporte requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.

#### Estados límite de servicio.

Los movimientos verticales y horizontales en el área de la excavación y en sus alrededores deben limitarse a valores suficientemente pequeños de tal manera que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos; además la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se está construyendo.

Todos los movimientos del terreno calculados deben cumplir con los límites máximos que fija el reglamento, esto es, las normas de cimentaciones permiten una expansión máxima de 30 cm , y un asentamiento máximo de 15 cm cuando hay colindancias y de 30 cm cuando no las hay.

#### a) Expansiones instantáneas y diferidas por descarga.

Para estimar los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de la excavación y en los alrededores, se debe utilizar la teoría de la elasticidad, mientras que los movimientos diferidos se estimarán con la ecuación  $\Delta H = \sum \sigma_v^n [ \Delta e / ( 1 + e_o ) ] \Delta z$  a partir de los decrementos de esfuerzo vertical calculados mediante la teoría de la elasticidad.

En el caso de las excavaciones ademadas se debe tratar de reducir la magnitud de los movimientos instantáneos reduciendo la altura no soportada entre troqueles o efectuando la excavación en zanjas de ancho reducido.

#### b) Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones.

En el caso de cortes ademados en arcillas blandas a firmes, se debe tomar en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a las excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que permiten los elementos de soporte; por este motivo deberán medirse periódicamente los movimientos verticales y horizontales durante la construcción con el objeto de tomar oportunamente las medidas de seguridad que sean necesarias.

#### *Métodos para abatir los niveles piezométricos en la arcilla.*

Durante el procedimiento constructivo de las excavaciones necesarias para la cimentación de las obras de ingeniería, en ocasiones se requiera el abatir el nivel freático; el método para abatirlo por debajo del fondo de la excavación depende del tipo de suelo.

En el caso de que el material excavado sea una arena limpia y permeable, la presencia del agua dificulta extraordinariamente o imposibilita el progreso de la excavación bajo el nivel freático, ya que

al tratar de excavar las fuerzas de filtración que se origina en las paredes de la excavación arrastran partículas de arena, de tal forma que al tratar de profundizar la excavación bajo el nivel freático solo se logra ensancharla sin un avance considerable en dirección vertical; además de estos problemas, la presencia de agua en la excavación dificulta y encarece las obras de construcción que han de realizarse.

Si el material es una arcilla compresible y poco permeable, la excavación produce cambios en las propiedades de la arcilla, disminuyendo su resistencia y generando expansiones, lo cual puede producir inestabilidad en los taludes. En este caso el problema no es bajar el nivel freático, ya que este baja por si solo simultáneamente con el fondo de la excavación, si no el controlar el flujo de agua hacia la excavación, que a pesar de que este es limitado puede causar problemas durante la construcción de la obra que este proyectada.

Un problema que puede presentarse en una excavación en arcilla en la que el fondo de esta queda próximo a un manto acuífero arenoso, es que la presión hidrostática del agua en el estrato de arena puede ser mayor que la presión debida al peso de la capa de arcilla que se encuentra arriba de este, con lo cual el fondo de la excavación fallaría ocasionando grande problemas; este tipo de problemas pueden solucionarse controlando la presión del agua freática en el manto de arena, por medio del abatimiento de los niveles piezométricos.

Los métodos para abatir los niveles piezométricos en los suelos finos se describen a continuación :

#### Pozos punta de captación y pozos profundos.

Los pozos punta de captación son esencialmente tubos perforados o tubos de malla de acero inoxidable o de latón de 5 a 7.5 cm de diámetro y de 0.3 a 1 m de longitud que tienen en la parte inferior una cabeza especial para poder hincarlos en el terreno; estos tubos se conectan a la parte inferior de un tubo no perforado a la profundidad deseada.

Un tipo de instalación de pozos de punta consiste en la colocación de estos alrededor de la excavación proyectada y a una profundidad que garantice el abatimiento del nivel freático; la separación de estos pozos generalmente varía de 1 a 4 m , mientras que sus extremos superiores están conectados a una tubería de descarga de 15 a 30 cm de diámetro; la tubería de descarga está conectada a una bomba que extrae y envía el agua a otro tubo conectado a ella.

Este procedimiento es adecuado cuando el nivel del agua que se desea abatir es menor de 5 m , pero en aquellos casos en los que se desea obtener un desnivel del agua mayor, la instalación de varias hileras de estos pozos de captación a distintos niveles ha dado muy buenos resultados; estas hileras suelen colocarse en bermas dejadas en el talud de la excavación a cada 5 m de desnivel. De esta forma se han logrado abatimientos del nivel freático de hasta 30 m , sin embargo en estos casos resulta más conveniente el uso de pozos profundos con bombas de turbina instaladas en su parte inferior.

En suelos de baja permeabilidad puede incrementarse la eficiencia de los pozos punta de captación colocando en su parte superior un sello de bentonita entre el tubo y el suelo, con lo que se logra un vacío en el interior del pozo que aumenta el gradiente hidráulico hacia el mismo.

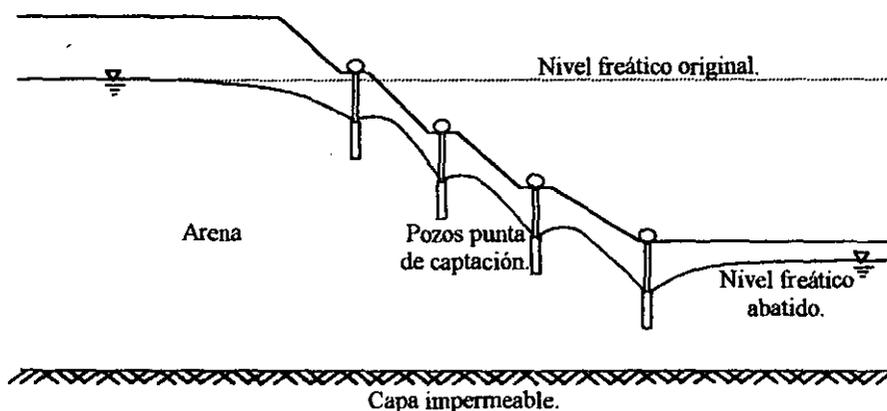


Figura VIII-1 Pozos punta de captación dispuestos en varias hileras.

Por otro lado, los pozos profundos consisten en perforaciones cilíndricas en el suelo con diámetros que varían de 15 a 50 cm, y con profundidades de hasta 30 m según el gasto que se requiera eliminar para bajar el nivel del agua freática, y generalmente se utilizan bombas tipo turbina o venturi. El empleo de pozos profundos en ocasiones se combina con pozos punta de captación; los pozos profundos se utilizan cuando la excavación que se desea realizar se localiza muy abajo del nivel freático y los suelos son muy permeables ( arenas y gravas ).

Para evitar la consolidación acelerada del suelo es conveniente rehidratarlo mediante pozos de absorción en los cuales se inyecta parte del agua extraída; la ventaja del sistema venturi es que lo va haciendo automáticamente al recircular la misma agua freática.

El sistema de los pozos profundos tiene la ventaja de poder instalarse fuera de la excavación de tal forma que no interfiere con los procedimientos constructivos de esta.

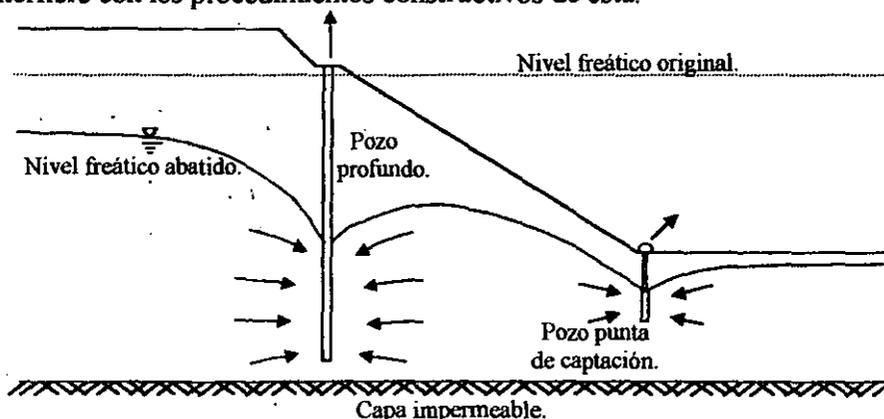


Figura VIII-2 Combinación de pozos profundos y pozos punta de captación.

### Electrósmosis.

Este método permite el abatimiento rápido del nivel freático, se emplea en suelos de muy baja permeabilidad tales como limos plásticos y arcillas.

La electrósmosis consiste en aplicar una corriente eléctrica al suelo saturado; para generar el flujo eléctrico se aplica una corriente eléctrica positiva a una varilla introducida en el suelo con el fin de

cargar positivamente las moléculas de agua, para que sean atraídas por el polo negativo que estará representado por la camisa del pozo la cual será cargada negativamente.

Al quedar cargadas positivamente se incrementan la velocidad del agua producida por la succión de la bomba, ya que son atraídas a la camisa del pozo debido a que esta tiene una carga negativa, permitiendo así su rápida extracción y un abatimiento acelerado del nivel freático.

Este procedimiento debido a su alta eficiencia abate rápidamente el nivel freático, pero si no se controla adecuadamente genera un abatimiento excesivo de este y una consecuente consolidación excesiva de los estratos superficiales ocasionando importantes asentamientos en las construcciones circundantes.

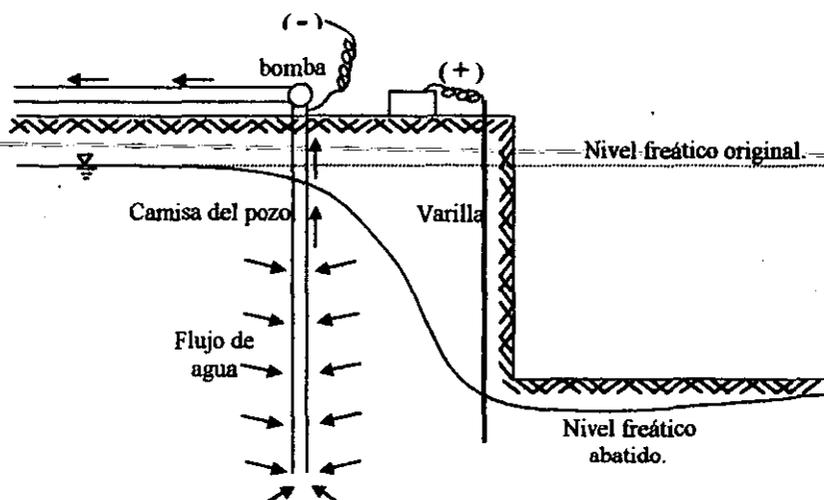


Figura VIII-3 Abatimiento del nivel freático en suelos cohesivos por el método de la Electrósmosis.

#### **Métodos y equipos empleados en las excavaciones en la arcilla del Valle de México.**

El procedimiento constructivo de la excavación deberá asegurar la estabilidad de los taludes y del fondo de la excavación, así como limitar los movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de la excavación y en las zonas circundantes.

Para limitar las expansiones en el fondo de las excavaciones efectuadas en la arcilla de la Ciudad de México, el procedimiento constructivo se puede efectuar por etapas, siendo recomendable que se lleve una secuencia simétrica. También se pueden reducir las expansiones restringiendo la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en las que se construirá y lastrará parte de la cimentación antes de excavar en otras áreas.

Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas también se puede recurrir al hincado de pilotes de fricción antes de realizar la excavación; estos pilotes deben ser capaces de absorber los esfuerzos de tensión que pueda generar la expansión del terreno.

A continuación se describen algunos casos reales en los que se utilizaron diferentes equipos y métodos constructivos en excavaciones efectuadas en la arcilla de la Ciudad de México, así como la respuesta del suelo para cada una de las condiciones impuestas.

### Excavaciones efectuadas en arcilla para el Metro de la Ciudad de México.

El Metro de la Ciudad de México se comenzó a construir a partir de 1967 como una alternativa de transporte colectivo, ya que en esa época la Ciudad de México tenía serios problemas de transporte debidos principalmente a la falta de planeación de las distintas rutas de transporte.

Se recurrió a la tecnología francesa, ya que desde ese entonces y hasta la fecha es la que cuenta con los mejores adelantos científicos y tecnológicos en sistemas para este medio de transporte.

Al inicio de la construcción de la línea 1 los especialistas franceses consideraban que era imposible construir el Metro en algunas zonas como en la zona centro de la Ciudad de México debido principalmente a las características del suelo ( arcilla ); sin embargo esta afirmación no fue ningún impedimento para que se construyeran algunas líneas del sistema de transporte colectivo en dicha zona; debido a los problemas a los que se enfrentaron los ingenieros mexicanos y a la forma en la que los resolvieron, se puede apreciar el nivel que ha alcanzado la ingeniería mexicana.

La construcción del Metro capitalino ha pasado por seis etapas, la última que fue aprobada se considera terminarla en el 2003 ; con esto se prevé una extensión total de 483 km en 15 líneas.

El Metro de la Ciudad de México ha tenido cuatro tipos de construcción que son : el subterráneo, que es el más óptimo e ideal y se realiza mediante excavaciones profundas, el superficial, que se realiza en calles anchas o avenidas, el elevado, para calles de 50 m de ancho, y el túnel, que sólo se realiza en terrenos con características adecuadas.

El Metro de la Ciudad de México es uno de los más importantes del mundo y ha sido reconocido como una de las mejores obras de ingeniería realizadas a nivel mundial; además, sirve como un eficiente medio de transporte que traslada a miles de pasajeros al día, y al mismo tiempo es una solución para los problemas de contaminación del medio ambiente.

### Procedimientos de excavación.

Para la construcción subterránea del Metro de la Ciudad de México se requirieron excavaciones de 6 a 8 m de profundidad, pero en algunos puntos particulares como en el cruce con los colectores, fue necesaria la construcción de un sifón para dar continuidad al colector, para lo cual se realizaron excavaciones de aproximadamente 10 m de profundidad.

La estabilidad de las paredes de la excavación se aseguró por medio de taludes o tablaestacas metálicas o tablaestacas de concreto coladas en el lugar y apuntaladas.

Al inicio de la construcción de la Línea 1 del metro, se implemento un sistema para detener las paredes de la excavación, este sistema consistía en colar muros en el suelo que sirvieran de apoyo a las paredes de la excavación, después de construir los muros se comenzó con la excavación del cajón la cual quedaba limitada por los muros; de acuerdo al avance de la excavación en cajón los muros se iban apuntalando, también se tuvo la necesidad de construir taludes en el frente de la excavación con el fin de que el suelo no fallara.

En la mayoría de los casos se realizó la excavación a partir de la superficie del terreno utilizando almejas hidráulicas, y en lo que respecta a las filtraciones, estas se controlaron mediante bombeo y frecuentemente con electrósmosis.

El desarrollo esquemático del procedimiento constructivo de las excavaciones en el suelo arcilloso de la Ciudad de México correspondientes a la Línea 1 del Metro se puede observar en las dos secciones de control que se presentan a continuación; se puede ver claramente que en todas las etapas de excavación se procura siempre un talud inclinado en el frente de la excavación.

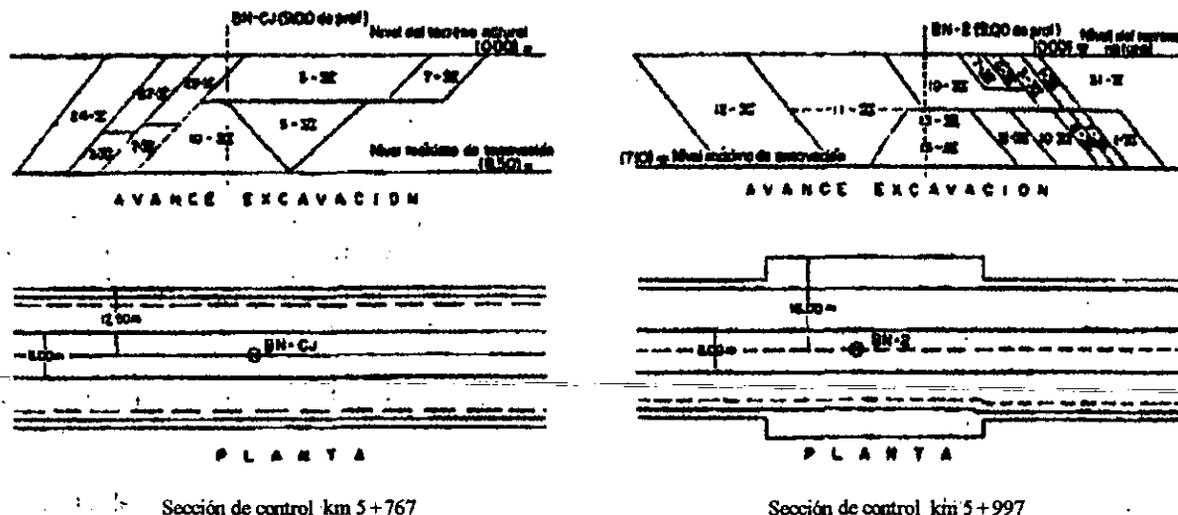


Figura VIII-4 Procedimiento constructivo de las excavaciones en la Línea 1 del Metro.

El sistema de muros colados en el lugar recibe el nombre de muros Milán y tiene las siguientes ventajas en comparación con otras estructuras de contención:

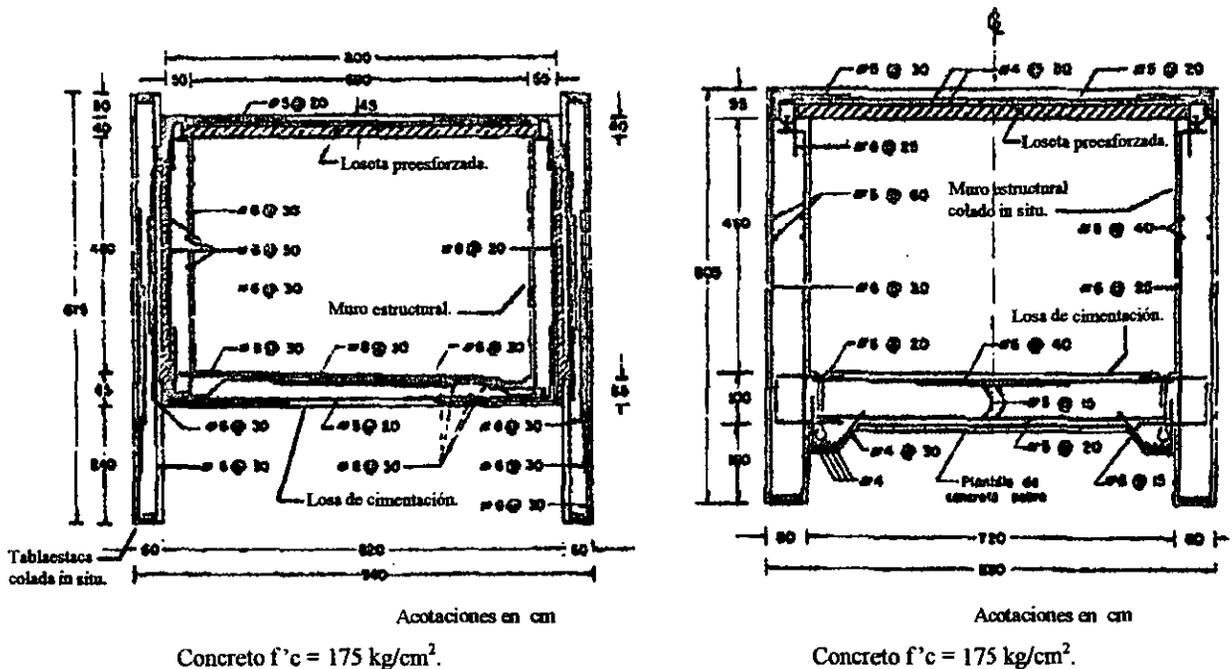
- a) Es rígido y las deformaciones de las zonas vecinas son mínimas.
- b) Es impermeable.
- c) Tiene alta resistencia a la flexión.
- d) Para su apuntalamiento se utiliza un menor número de puntales.

En la construcción del Metro de la Ciudad de México, el muro Milán ha sido un elemento de extraordinaria utilidad, desde el inicio de la obra en 1967, se adaptó la tecnología al subsuelo arcilloso de la Ciudad empleándolo como un muro-tablaestaca temporal para facilitar la excavación del cajón, pero en los primeros años se demostró su confiabilidad como parte del cajón estructural definitivo mediante un extenso tramo de prueba.

A continuación se muestra la sección transversal de la estructura en túnel de Medellín correspondiente a la línea 1 del Metro; para realizar esta estructura se requirió una excavación en cajón de 7 m de profundidad en un terreno esencialmente arcilloso.

En este caso los muros colados en el sitio se utilizaron como tablaestaca y fueron apuntalados a 2.4 y 5.5 m de profundidad durante la excavación del cajón, posteriormente se construyó la losa de cimentación y los muros estructurales del túnel para terminar con la colocación una la losa preesforzada en el techo, al final se procedió a unir los muros colados en el sitio con los muros estructurales del túnel.

También se presenta la sección estructural del cajón en Buenavista correspondiente a la Línea 2; se puede apreciar como el muro de concreto reforzado colado en el sitio o muro Milán también puede utilizarse confiablemente como parte de la sección estructural y no solo como un muro-tablaestaca temporal.



Estructura del cajón. Línea 1. Medellín.

Estructura del cajón. Línea 2. Buenavista.

Figura VIII-5 Secciones estructurales del cajón empleado para el Metro de la Ciudad de México.

El procedimiento constructivo del muro Milán convencional es el siguiente: Con una máquina excavadora vertical se procede a realizar la excavación para los muros laterales o muros Milán; primero se procede a excavar un tablero de aproximadamente 6 m de longitud, 60 u 80 cm de ancho y con la profundidad necesaria, para cubrir esta longitud horizontal se excavan primero en las posiciones laterales y posteriormente la central con el propósito de lograr la simetría en la operación de la almeja de excavación y con esto conservar su verticalidad. La longitud precisa de la zanja está condicionada por la del muro más el ancho de las juntas temporales de colado.

La manera más eficiente de construir los tableros del muro Milán consiste en una primera etapa de avance que se detendrá cuando los muros ya construidos tengan una edad mínima para que puedan soportar la maniobra de limpieza de las juntas machiembradas, en ese momento el equipo de excavación y de colado se retrocede para iniciar una segunda etapa de avance en la que se construirán los tableros intermedios y así darle continuidad al muro. El procedimiento constructivo se ilustra en la siguiente figura.



parte superior de la muesca termina con una inclinación que sirve para colar en toda la junta, evitando así problemas de oquedades.

En el corte horizontal se puede observar que las esquinas interiores tienen dos muescas que servirán para permitir el colado evitando filtraciones entre la unión de dos piezas; también se puede ver en este corte una muesca de sección trapecial en el lado derecho que sirve para guiar el gancho de sujeción que el muro adyacente tiene para lograr la unión de ambos; este gancho se puede apreciar en la parte izquierda del corte horizontal en el centro del muro entre las dos placas guías o también se puede ver en la parte inferior izquierda del muro.

Además esta pieza cuenta con placas de acero para la fijación de las vigas mdrinas que evitan el volcamiento del muro hacia el cajón excavado. En el extremo superior el muro se tiene una banda de PVC que evita filtraciones en la unión con la losa de techo del cajón.

De esta forma se diseñó un muro prefabricado de 8.55 m de altura y 2.5 m de ancho, con un espesor de 55 cm, el cual fue aligerado utilizando espuma de poliestireno de 35 cm de espesor de tal manera que las partes perimetrales del muro fueran macizas.

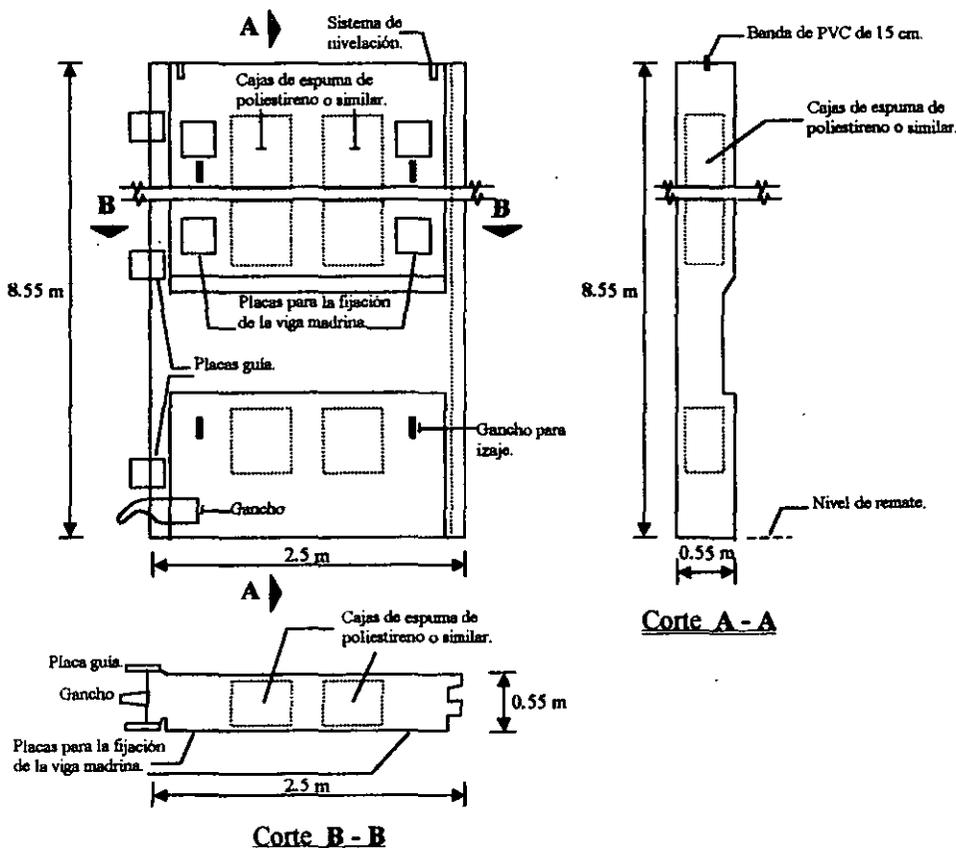


Figura VIII-7 Características geométricas del muro prefabricado.

Existen dos secuencias de excavación y colocación de los muros prefabricado que son:

- a) La excavación y colocación de los muros prefabricados con avance modular.
- b) La excavación y colocación de los muros prefabricados con avance continuo.

La excavación y colocación de los muros prefabricados con avance modular consiste esencialmente en la excavación de una zanja o tablero de 8 m de longitud necesaria para colocar 3 piezas prefabricadas de 2.5 m de ancho y 0.5 m de sobre excavación para facilitar las maniobras de colocación de la última pieza; simultáneamente con el proceso de excavación, la zanja se estabiliza con lodo bentonítico, el cual es una mezcla de agua con arcilla coloidal ( bentonita )

Posteriormente se sustituye el lodo bentonítico por lodo fraguante utilizando un tubo hermético que lo descarga en el fondo de la excavación operando con la técnica tremie o con una bomba de lodos, y por diferencia de densidades el lodo bentonítico es desplazado por el lodo fraguante; el siguiente paso es colocar las piezas prefabricadas en la zanja.

El lodo fraguante se endurece debido a que es una mezcla de cemento, arcilla bentonítica y agua alcanzando resistencias similares a las del suelo, siendo capaz de soportar y confinar el muro en su posición, y además de impermeabilizar las juntas.

La secuencia de avance de los tableros que están formados por tres piezas prefabricadas es en zigzag tal como se ilustra en la siguiente figura, de esta manera se logra la colocación continua de las piezas prefabricadas y se aprovecha el equipo de construcción el mayor tiempo posible.

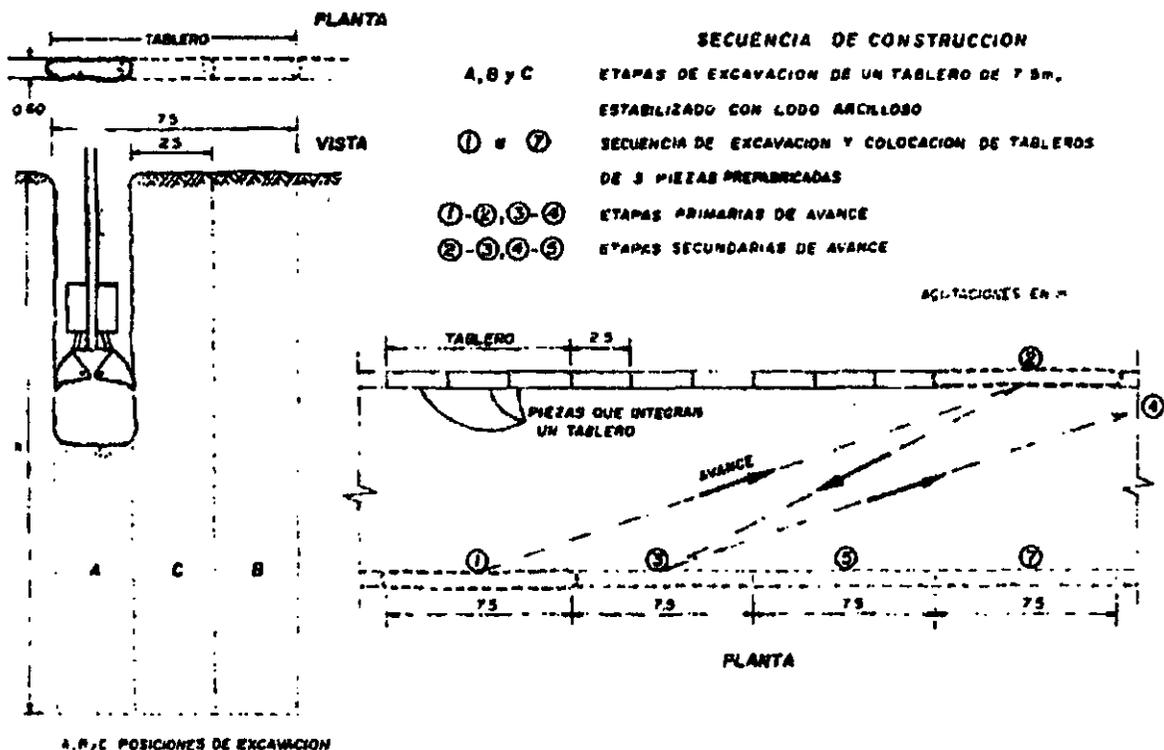


Figura VIII-8 Procedimiento de excavación y colocación de los muros prefabricados con avance modular.

Por otro lado, la técnica de excavación y colocación de los muros prefabricados con avance continuo consiste en ampliar el largo de la excavación lográndose así el máximo aprovechamiento del equipo de construcción.

En la siguiente figura se ilustra la apertura de la zanja continua, respetando siempre la regla básica de operación simétrica de la almeja, que se logra avanzando alternadamente con la almeja dos posiciones adelante y una atrás.

El lodo fraguante es tratado con un aditivo retardador del fraguado y al inicio sirve para estabilizar las paredes de la excavación, simplemente se agrega en el extremo delantero del tramo que se está excavando abriendo una zanja inicial somera que sirve como canal distribuidor; la capacidad estabilizadora de los lodos fraguantes basada en su mayor densidad con respecto al lodo bentonítico permite excavaciones seguras de longitud grande, haciendo factible separar el proceso de excavación de la zanja de la colocación de las piezas prefabricadas.

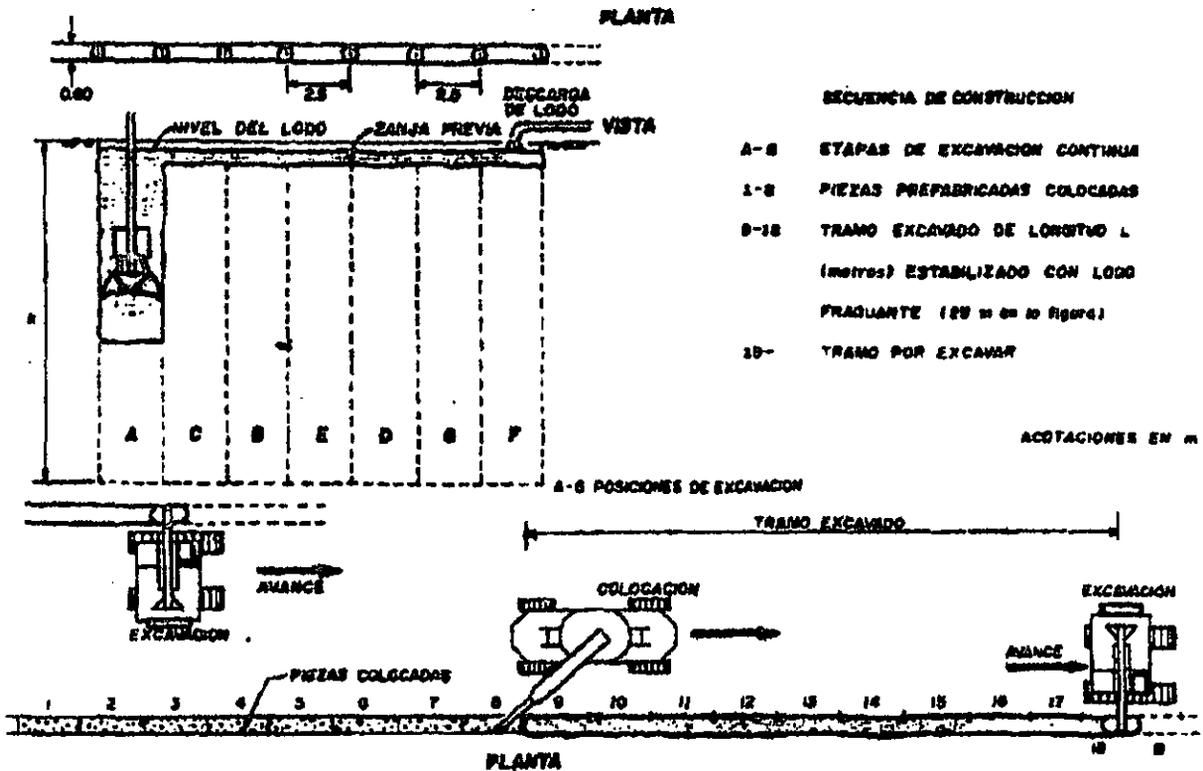
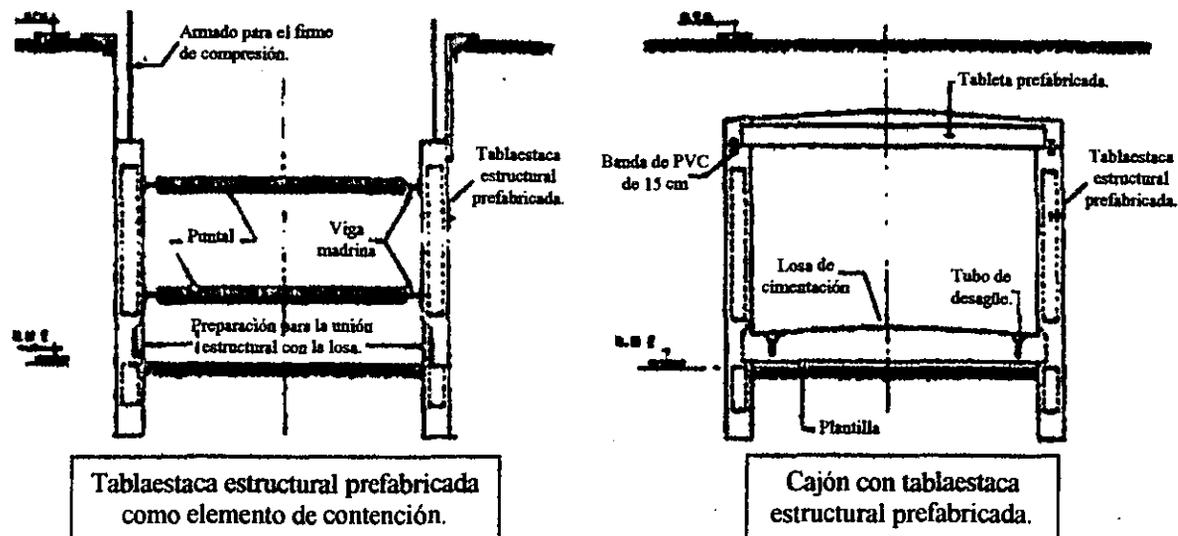


Figura VIII-9 Procedimiento de excavación y colocación de los muros prefabricados con avance continuo.

Al igual que los muros colados en el sitio, los muros prefabricados funcionan primero como tablaestacas que se van apuntalando conforme se realiza la excavación dejando siempre un talud inclinado en el frente de esta, y posteriormente el muro forma parte de la sección estructural del cajón, tal como se ilustra a continuación.



*Figura VIII-10 Muro prefabricado utilizado como tablaestaca y posteriormente como parte de la sección estructural del cajón.*

### **Procedimientos constructivos de excavaciones para pilas y pilotes en la arcilla del Valle de México.**

#### Excavaciones en arcilla para las Pilas.

Se denominan como pilas a los elementos de concreto reforzado colados en el lugar que usan como cimbra el barreno previamente excavado y cuya dimensión transversal mínima es de 80 cm.

El procedimiento constructivo de una pila es el siguiente:

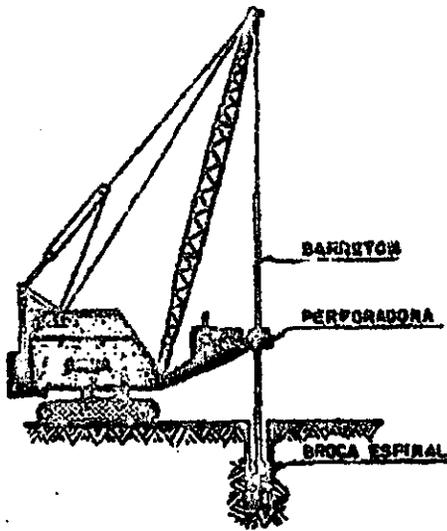
1° Se realiza la excavación de un barreno cilíndrico vertical en el subsuelo, esta excavación debe ser estable por sí misma, pero si no lo es, se pueden emplear ademes metálicos para estabilizar las paredes y de la excavación o lodos bentoníticos para estabilizar las paredes y el fondo de la excavación.

2° Se habilita y arma la jaula del acero de refuerzo la cual se colocará cuidadosamente dentro del barreno, revisando siempre que el acero quede despegado de las paredes de la excavación para que cumpla con el recubrimiento especificado.

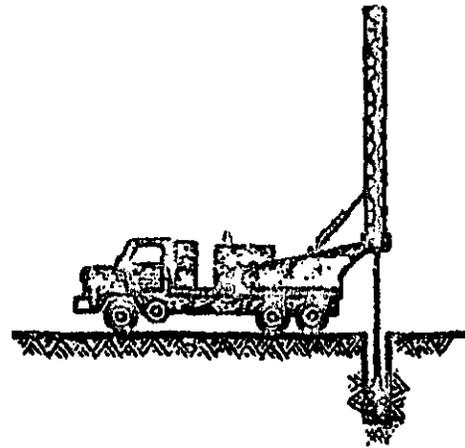
3° Se procede a colar la pila colocando el concreto en el barreno por medio de un método un método que garantice en todo momento su integridad y continuidad. ( Para el caso de los colados en seco se pueden utilizar bachas, trompas de elefante o bombas para concreto, mientras que para los colados bajo el agua o lodo se acostumbra usar el método tremie. )

4° Se debe verificar la calidad del concreto ya sea mediante muestreos directos ( con broca de diamante ), o bien con métodos indirectos a base de vibraciones que permitan inspeccionar la continuidad del concreto.

Para realizar la excavación del barreno en el subsuelo se utilizan perforadoras rotatorias; las perforadoras rotatorias son máquinas que cuentan con un mecanismo que hace girar a una barra ( Kelly ) y en cuyo extremo inferior se coloca un dispositivo cortador puede ser una broca o un bote cortador.



Perforadora montada sobre grúa.



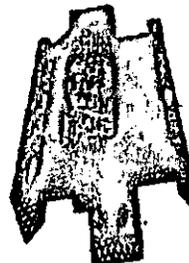
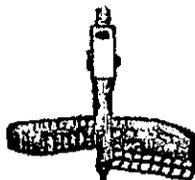
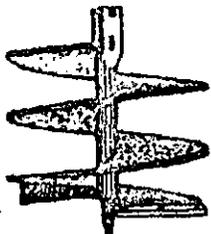
Perforadora montada sobre camión.

Figura VIII-11 Tipos de perforadoras rotatorias.

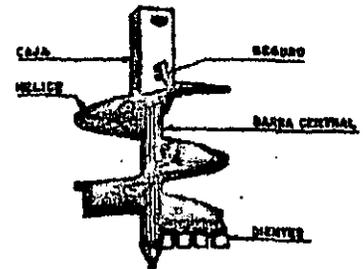
Las perforadoras rotatorias pueden utilizar como elementos de ataque brocas espirales cilíndricas o cónica; estas brocas están constituidas por una hélice que se encuentra alrededor de una barra central, teniendo como elementos de corte dientes o cuchillas de acero de alta resistencia.



Brocas cónicas.



TREPARO



Brocas cilíndricas.

Figura VIII-12 Tipos de brocas espirales.

En lo que respecta a los botes cortadores, estos son cilindros de acero con una tapa articulada en la base en la cual se encuentran los elementos de corte además de unas trampas que permiten la entrada del material cortado pero que impiden su salida; se utilizan para excavar barrenos cilíndricos en suelos cohesivos y no cohesivos, aún bajo el nivel freático.

Para el caso de la perforación de suelos duros o rocas suaves se utilizan los botes corona, que son cilindros abiertos que tienen en su borde inferior dientes de acero de alta resistencia o de carburo de tungsteno y que disponen de un mecanismo cónico situado en el interior del bote.

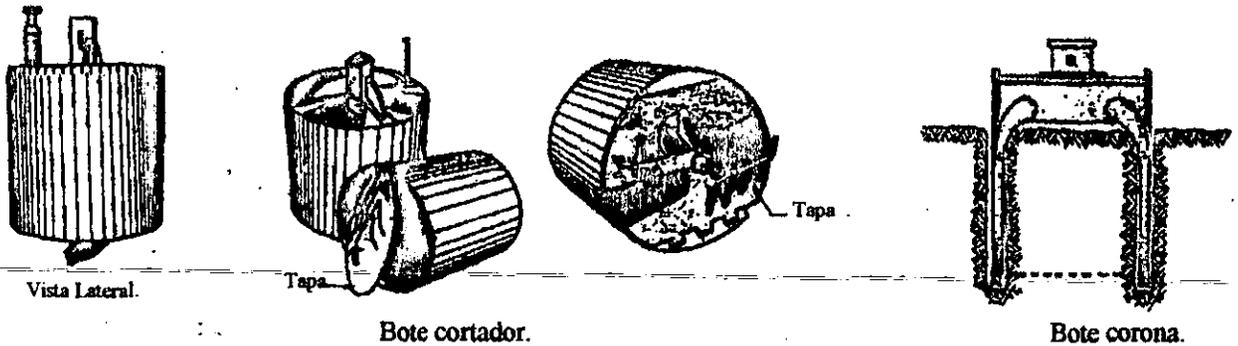


Figura VIII-13 Tipos de botes cortadores.

Para el caso de la construcción de pilas con campana, se recomienda utilizar las máquinas perforadoras rotatorias equipadas con botes ampliadores; estos dispositivos son cilindros de acero similares a los botes cortadores, pero que tienen un dispositivo formado por uno o dos alerones cortadores que van sobresaliendo del bote a medida que van cortando el material en el fondo de la perforación, formándose así la llamada campana o la ampliación en la base de la pila.

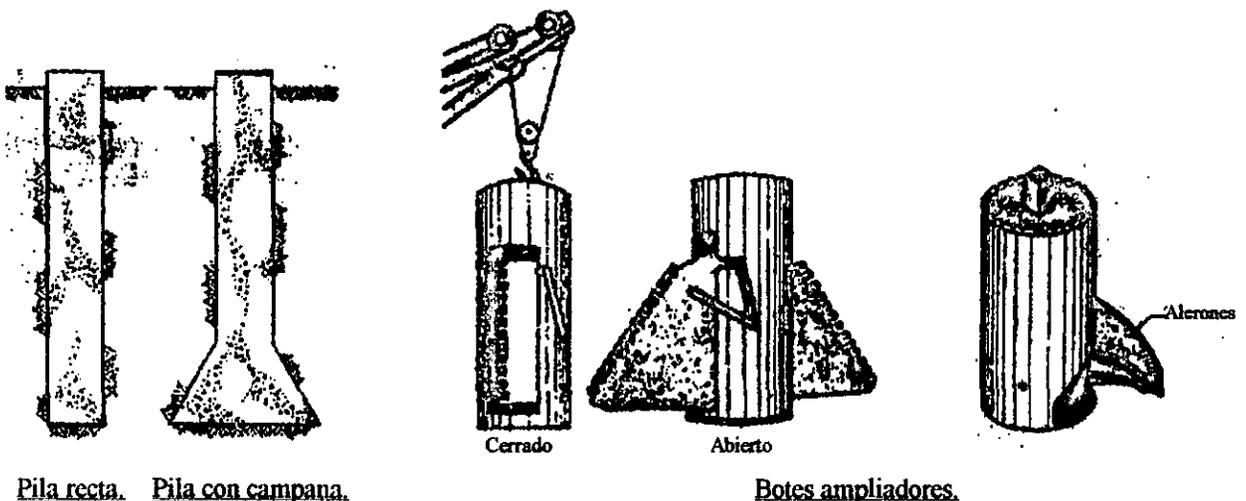


Figura VIII-14 Tipos de pilas y de botes ampliadores.

Otro tipo de maquinaria que se ha utiliza para la excavación de barrenos en suelos blandos es la almeja hidráulica; este equipo se utiliza para excavar pilas de sección rectangular, oblongada o alguna combinación de estas secciones, y está integrada por dos quijadas móviles que se accionan con cilindros hidráulicos colocadas en la parte inferior de un barretón o Kelly rígido de una o varias piezas; la presión hidráulica del sistema se genera mediante una unidad de potencia que se monta sobre una grúa móvil de orugas.

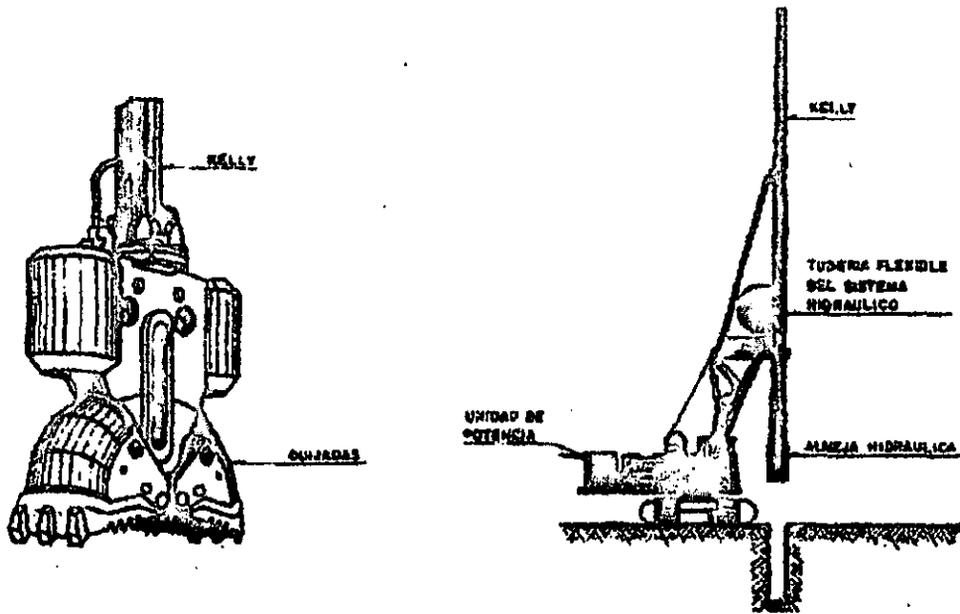


Figura VIII-15 Almeja hidráulica.

Cuando en la excavación se requiere ademar las paredes para mantener su estabilidad, se pueden utilizar lodos arcillosos o bentoníticos, o también se pueden emplear ademes metálicos que deben hincarse en el suelo por medio de vibrohincadores que funcionan gracias a la acción dinámica de contrapesos excéntricos de rotación contraria.

Los ademes metálicos son tubos de diámetro acorde al de la perforación requerida para la pila, en los que el espesor de este es función del empuje del suelo y de los esfuerzos a los que estará sometido durante su hincado y extracción, mientras que su longitud depende de los problemas particulares de inestabilidad.

El hincado del tubo ademe puede efectuarse en una sola operación o en varias, haciendo varios ciclos de perforaciones cortas alternados con la colocación de tramos de ademe soldados a tope hasta alcanzar la longitud requerida, después se procede a extraer el material del interior del tubo el cual para el caso de los suelos arcillosos blandos del Valle de México se puede realizar con un bote cortador; los ademes metálicos pueden recuperarse al final del colado de la pila, o pueden perderse cuando se integran a ellas.

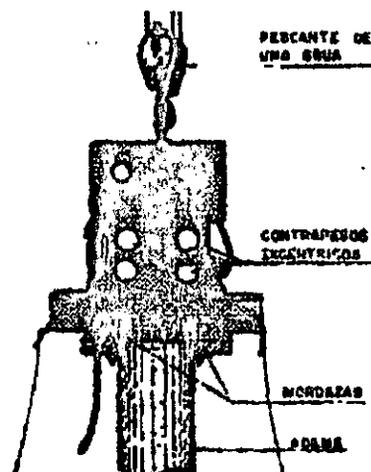


Figura VIII-16 Vibrohincador

Por otro lado, se sabe que objetivo de las pilas es transmitir las cargas de la estructura al subsuelo, por esta razón el suelo en el que se apoyará su base debe contar con mejores propiedades mecánicas que el suelo de la superficie, tal es el caso de la capa dura en la que se apoyan las estructuras con cimentaciones profundas en la Ciudad de México.

En ocasiones en el proyecto se especifica el empotramiento de las pilas en este suelo, por lo que es conveniente emplear métodos que no lo dañen.

Las perforadoras de percusión sirven para cumplir con este objetivo; este equipo levanta y deja caer una herramienta de acero de gran peso llamada trépano, el cual penetra en el estrato duro con lo que es posible empotrar la base de la pila.

### Hincado de Pilotes de concreto reforzado prefabricados.

En el caso de los pilotes de concreto reforzado prefabricados, el diseño de estos se debe hacer de tal forma que puedan soportar los esfuerzos durante su manejo e hincado, y además las posibles cargas que le transmitirá la estructura.

El hincado de los pilotes se puede realizar con o sin perforaciones previas; estas perforaciones tienen el objeto de servir de guía para facilitar el hincado.

En el caso de los materiales arcillosos blandos y con alto contenido de agua como los del Valle de México, se recomienda realizar la una perforación guía utilizando una broca espiral sin extraer el material, con esto se logra el remoldeo de la arcilla y se puede garantizar el pilote en condiciones de trabajo hincado con esta perforación guía sin extraer el material funcionará mejor que un pilote con una perforación guía en la que el material fue extraído.

Posteriormente se realiza el hincado del pilote el cual puede efectuarse con un martillo de combustión interna de diésel; el ciclo de operación de los martillos de diésel se inicia con la caída libre de un pistón guiado dentro de un cilindro que al comprimir el aire en el interior de la cámara de combustión produce el encendido y explosión súbita del diésel previamente inyectado, la explosión y el impacto de la masa que golpea provocan la penetración del pilote en el suelo y la expansión de los gases quemados impulsa al pistón hacia arriba completándose así un ciclo.

Para el hincado de los pilotes se deben seleccionar martillos con energía y peso del pistón acordes con las dimensiones, pesos y capacidad de carga esperada de estos. Generalmente se busca que el peso del pistón móvil no sea menor de 0.3 a 0.5 veces el peso del pilote; si el pistón pesa menos, el pilote corre el riesgo de no alcanzar la capacidad de carga para la que fue diseñada, pudiéndose dañar además la cabeza por un excesivo número de golpes, por el contrario, si el pistón es demasiado pesado, el pilote puede sufrir daños en toda su longitud. No se recomienda el uso de martillos vibratorios, ya que generan en el pilote esfuerzos de tensión indeseables.

Para proteger la cabeza de los pilotes se emplean dispositivos que amortiguan y distribuyen la energía producida por los impactos del pistón; estos dispositivos se denominan gorros de protección, y están integrados por una estructura monolítica de acero en forma de caja que en su parte superior tienen una sufridera que puede ser de madera, micarta, material plástico o trozos de cable y sobre ella una placa metálica, mientras que en su parte inferior en el contacto entre el martillo y el pilote se coloca un colchón de madera.

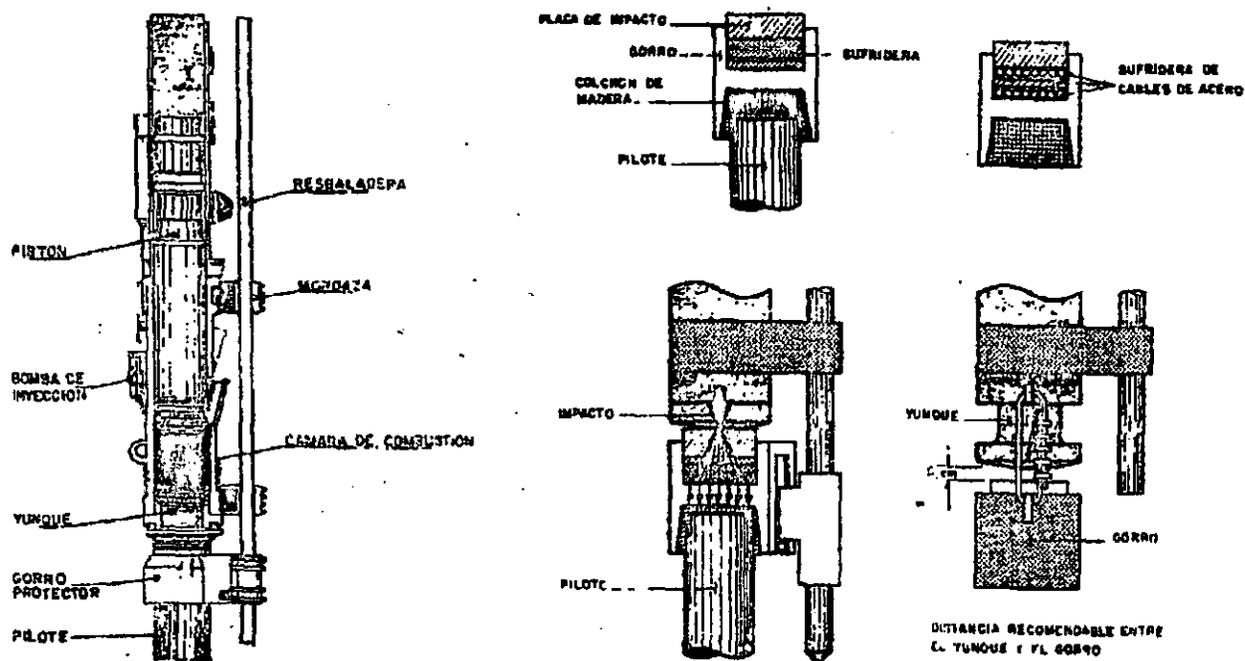


Figura VIII-17 Martillo piloteador.

Los martillos piloteadores se encuentran integrados a las plumas de las grúas por medio de resbaladeras que le permiten deslizarse; estas resbaladeras pueden ser fijas, oscilantes o suspendidas por cables.

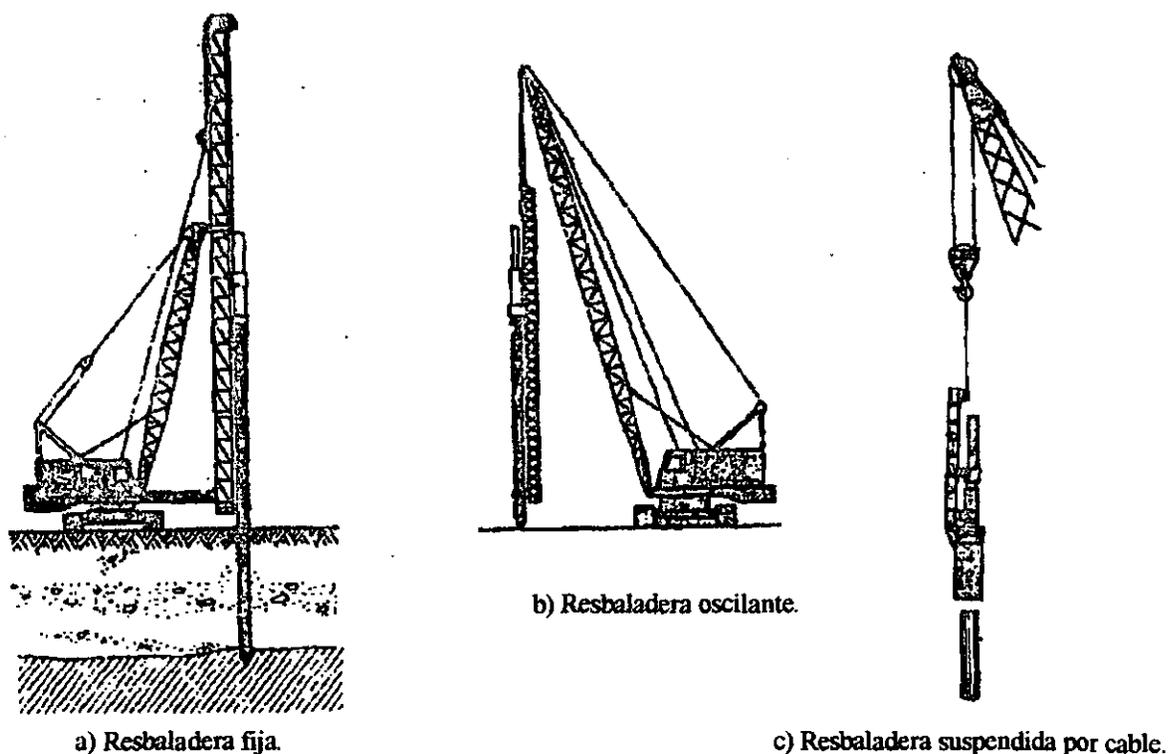


Figura VIII-18 Tipos de resbaladeras.

### *Comentarios finales.*

Generalmente el espacio necesario para construir las excavaciones de las cimentaciones en la arcilla de la Ciudad de México es muy limitado, por lo que la construcción de excavaciones con taludes en ocasiones es imposible y además presenta problemas de estabilidad con el tiempo, por este motivo se recomienda ademar las paredes en los límites de la excavación; el ademe sirve para mantener la estabilidad de la excavación ya que soporta el empuje del suelo y del agua freática, adicionalmente es conveniente que sea impermeable.

Este ademe se puede colocar hincando o bajando por peso propio una tablaestaca que puede ser de madera o de metal, o se puede construir en el sitio utilizando el método de los muros colados en el lugar ( Muros Milán ), también se prevé la elaboración de la tablaestaca colocando piezas de concreto prefabricadas empleando los procedimientos que se han comentado anteriormente.

Durante la excavación, es necesario troquelar la tablaestaca contra el terreno o contra alguna parte de la estructura que le proporcione un apoyo suficientemente firme que garantice la estabilidad de las paredes de la excavación.

Hasta hace 40 años el agua freática en las excavaciones de la Ciudad de México se controlaba con un sistema de drenes rellenos con un filtro granular que desfogaban en cárcamos de almacenamiento y posteriormente se evacuaba el agua con bombas centrífugas, por esta razón las excavaciones resultaban muy lentas y complicadas, y además tenían asociadas diversas complicaciones como las expansiones excesivas producidas por el flujo de agua hacia la excavación que posteriormente se traducían en grandes asentamientos; se presentaron casos de fallas en el talud de la excavación ocasionados por deformaciones verticales diferenciales y por el flujo del agua freática.

También se utilizó la electrólisis para abatir el nivel freático en las excavaciones en las arcillas del Valle de México; en 1969 a raíz de las observaciones realizadas durante la construcción del Metro el Dr. Jesús Alberro encontró que el uso de este método era innecesario, por una baja eficiencia asociada a las arcillas de escasa resistividad y rápidamente fisurables con la aplicación de la corriente eléctrica.

Se sabe que el nivel de agua freático se abate simultáneamente con el avance de la excavación en suelos con muy baja permeabilidad como los suelos arcillosos del Valle de México, pero a pesar de esto, es necesario implantar un sistema de bombeo con el fin de conservar el estado original de esfuerzos efectivos, para lograr esto se deben mantener abatidas las presiones de las capas arenosas intercaladas en la formación arcillosa superior e incluso en la capa dura cuando se realicen excavaciones muy profundas.

El sistema de bombeo que se recomienda para abatir el nivel freático debe ser un arreglo de pozos profundos que drenen las capas arenosas intercaladas en la formación arcillosa superior, lográndose así un flujo descendente casi vertical del agua freática, lo que evitará las expansiones instantáneas y diferidas del fondo de la excavación ocasionadas por las fuerzas de filtración que consecuentemente generarían asentamientos excesivos no previstos en los estudios de mecánica de suelos; adicionalmente el abatimiento del nivel freático elimina las filtraciones de agua y la posible falla por subpresión que puede ocasionar un estrato de arena cercano al fondo de la excavación.

Por otro lado, las excavaciones requeridas para la construcción de muros Milán y de los barrenos para las pilas en la arcilla del Valle de México, generalmente se estabilizan con lodo bentonítico, posteriormente se procede a colocar el acero de refuerzo dentro de la excavación con ayuda de una

grúa, y finalmente se realiza el colado del elemento substituyendo el lodo bentonítico por concreto utilizando el método Tremie.

Para aplicar este método se emplean tuberías tremie cuyo diámetro interno debe ser por lo menos seis veces mayor que el tamaño máximo del agregado grueso del concreto, y de 1 a 3 m de longitud, esta tubería de acero cuenta con uniones roscadas herméticas que preferentemente deben ser lisas y en su parte superior acopla una tolva que sirve para introducir el concreto; antes de vaciar el concreto se introduce en la tubería una válvula esférica deslizante que puede ser una cámara de balón inflada, esta válvula sirve de contacto entre el concreto y el lodo evita que estos fluidos se mezclen.

El tubo se introduce dentro de la excavación, y una vez colocada la válvula esférica se vacía el concreto hasta que la tubería se llene, después se realiza un movimiento vertical brusco de la tubería para que el concreto comience a llenar la excavación desde el fondo de esta, el proceso continua vaciando el concreto en la tolva y para que este fluya se requiere de pequeños movimientos verticales de la tubería que facilitan su descarga.

Para que el método Tremie se aplique correctamente, el tubo debe levantarse conforme aumenta el tirante de concreto en la excavación, procurando siempre que la tubería quede embebida en el concreto, además se debe garantizar la hermeticidad en las uniones de los tubos, con esto lo que se logra que el concreto sustituya gradualmente al lodo bentonítico por diferencia de densidades y se evita la mezcla de estos fluidos. Durante la operación, la hermeticidad se comprueba midiendo el tramo de tubo vacío "h<sub>v</sub>", que debe cumplir con la relación  $h_v = h_L (1 - (\gamma_L / \gamma_c))$ , siendo "h<sub>L</sub>" la profundidad hasta la que se encuentra la superficie del concreto en la excavación con respecto a la superficie del lodo, y "γ<sub>L</sub>" y "γ<sub>c</sub>" los pesos volumétricos del lodo y del concreto; utilizando la ecuación anterior y sabiendo que los pesos volumétricos del lodo y del concreto son aproximadamente de  $\gamma_L = 1.07 \text{ t/m}^3$  y  $\gamma_c = 2.2 \text{ t/m}^3$  el tramo de tubería vacía debe ser aproximadamente de:  $h_v = 0.5 h_L$  con lo cual se garantiza la aplicación correcta del método.

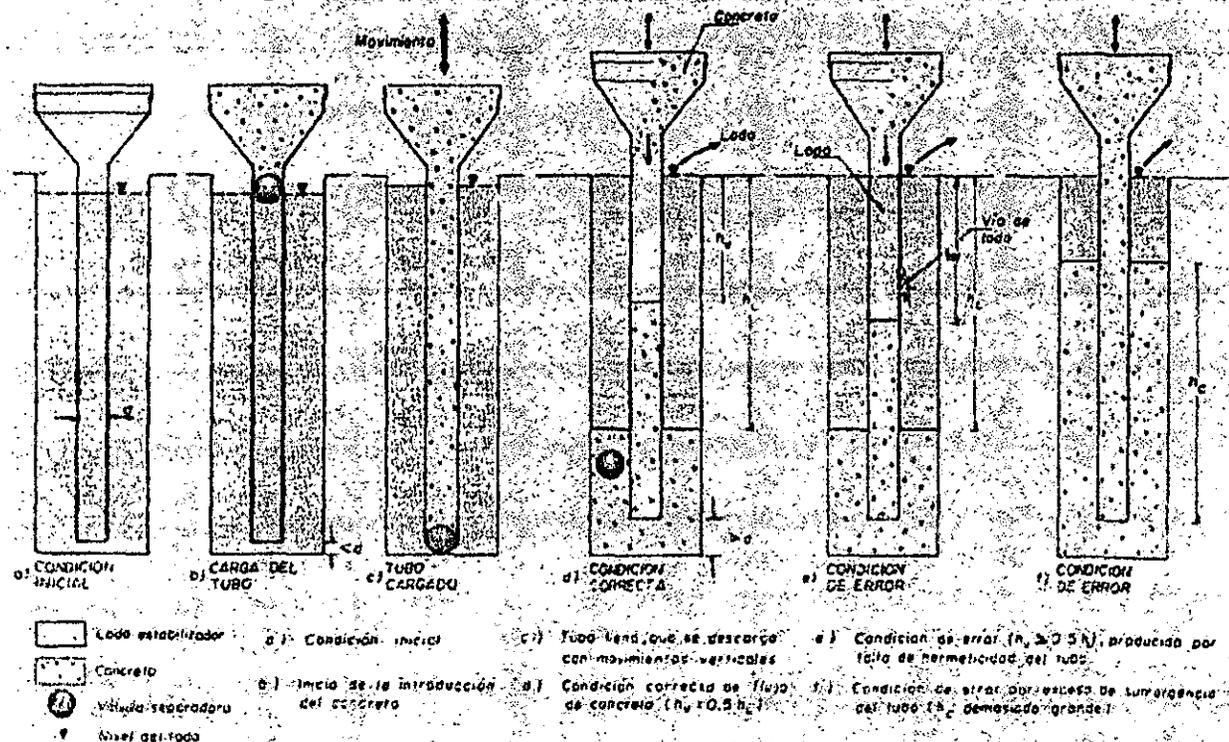


Figura VIII-19 Operación del tubo Tremie.

---

Las experiencias del COVITUR en la línea 9 del metro han demostrado que el lodo bentonítico que se utiliza para estabilizar las excavaciones en arcilla para el muro Milán convencional puede ser sustituido por lodos arcillosos que se forman espontáneamente agregando agua a la zanja durante el proceso de excavación, adicionalmente se pudo comprobar que la eficiencia del lodo arcilloso para estabilizar la excavación es la misma que la del lodo bentonítico, con lo que se reducen significativamente los costos de construcción.

La técnica del muro prefabricado con avance modular fue probada en la línea 9 del Metro, quedando evidente las limitaciones de eficiencia constructiva de esta técnica, por lo que resulta atractivo ensayar con la técnica de los muros prefabricados con avance continuo, que además puede ocuparse para la construcción de excavaciones para cajones de cimentación.

En lo referente al equipo de excavación, la almeja hidráulica guiada se ha utilizado exitosamente en las excavaciones en arcilla para los muros Milán, pero este equipo no es el único que puede emplearse, ya que las retroexcavadoras para muros menores de 11 m y las almejas mecánicas de caída libre para muros más profundos, pueden competir en costo y tiempo con las almejas hidráulicas guiadas.

# BIBLIOGRAFÍA

## Capítulo I Evolución de la Mecánica de Suelos en la Ciudad de México.

Marsal R. J., Mazari M. " Desarrollo de la mecánica de suelos en la Ciudad de México ", El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1990.

Deméneghi Colina Agustín. " Comportamiento de cimentaciones en la Ciudad de México ", Apuntes de cimentaciones, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1997

Deméneghi Colina Agustín. " Práctica de cimentaciones en México ", Apuntes de cimentaciones, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1997

## Capítulo II Características geológicas y geotécnicas del Valle de México.

" Antecedentes geológicos ", Manual de exploración geotécnica, Secretaría General de Obras del Departamento del D.F., 1988

Mooser F. " Estratigrafía y estructura del Valle de México ", El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1990.

Santoyo E. " Estratigrafía y muestreo inalterado de los suelos lacustres del Valle de México ", El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1990.

" El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del Valle de México ", Simposio del 10 de Marzo de 1978, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1978

Reséndiz D., Springall G., " Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la ingeniería de cimentaciones en la Ciudad de México ", V Reunión nacional de mecánica de suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1970

Marsal R. J., Mazari M. " El subsuelo de la Ciudad de México ", Facultad de Ingeniería, UNAM, 1959

Mooser Federico, " Geología del relleno cuaternario de la cuenca de México ", Simposio del 10 de Marzo de 1978, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1978

## Capítulo III Estudios geofísicos en el Valle de México.

" Estudios geofísicos del Valle de México ", Comisión Federal de Electricidad, 1988

#### **Capítulo IV Métodos de exploración y muestreo en los suelos.**

Santoyo E. "Estratigrafía y muestreo inalterado de los suelos lacustres del Valle de México", El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1990.

"Exploración geotécnica", Manual de exploración geotécnica, Secretaría General de Obras del Departamento del D.F., 1988

Juárez Badillo. "Exploración y muestreo en suelos", Mecánica de Suelos Tomo I: Fundamentos de la mecánica de suelos, Editorial Limusa, 1974

"Estudios geotécnicos", Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989.

#### **Capítulo V Pruebas estáticas y dinámicas para el estudio del comportamiento de los suelos.**

Juárez Badillo. "Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos", Mecánica de Suelos Tomo I: Fundamentos de la mecánica de suelos, Editorial Limusa, 1974

P. Alberto Jaime "Comportamiento dinámico de los suelos", X Reunión nacional de mecánica de suelos, Tomo I, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1980

Lara Aréchiga J. L., "Pruebas dinámicas en muestras inalteradas realizadas en el aparato de columna resonante ( cámara Drnevich )", X Reunión nacional de mecánica de suelos Tomo I, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1980

#### **Capítulo VI Un método para el cálculo de las deformaciones en los suelos utilizando la curva esfuerzo-deformación real.**

Deméneghi Colina Agustín. "Cálculo de deformaciones en la arcilla de la Ciudad de México", Facultad de Ingeniería, UNAM, 2000

Deméneghi Colina Agustín. "Cálculo de deformaciones en los suelos ( Criterio de Jambú )", Apuntes de cimentaciones, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1997

Juárez Badillo. "El fenómeno de la consolidación unidimensional de los suelos", Mecánica de Suelos Tomo I: Fundamentos de la mecánica de suelos, Editorial Limusa, 1974

Juárez Badillo. "Distribución de esfuerzos en la masa de suelo", Mecánica de Suelos Tomo II: Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos, Editorial Limusa, 1973

Juárez Badillo. "Análisis de asentamientos", Mecánica de Suelos Tomo II: Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos, Editorial Limusa, 1973

## **Capítulo VII Ingeniería sísmica y comportamiento dinámico de la arcilla de la Ciudad de México.**

L. Esteva "Excitaciones sísmicas en estructuras y cimentaciones", X Reunión nacional de mecánica de suelos Tomo I, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1980

Bazán E, Meli R. "Sismología y peligro sísmico", Diseño sísmico de edificios, Editorial Limusa, 1999

Bazán E, Meli R. "Grados de libertad dinámicos", Diseño sísmico de edificios, Editorial Limusa, 1999

Meli R. "Diseño sísmico resistente", Diseño estructural, Editorial Limusa, 1995

Oscar de Buen, "Temblores", Apuntes de diseño estructural, División de Ingeniería Civil Topográfica y Geodésica, UNAM, 1995

Romo M. P. "Comportamiento dinámico de la arcilla de la Ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones", El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1990.

Auvinet Gabriel "Análisis y diseño sísmico de cimentaciones en el Valle de México", El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1990.

Rosenblueth Emilio "Riesgo sísmico en el Valle de México: Una perspectiva geotécnica", El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1990.

Arnal Simón Luis, Betancourt Suárez Max "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Editorial Trillas, 1988

Arnal Simón Luis, Betancourt Suárez Max "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Editorial Trillas, 1988

## **Capítulo VIII Procedimientos constructivos de excavaciones en la arcilla del Valle de México.**

Alberro J. "Mediciones efectuadas en las excavaciones", Investigaciones sobre el metropolitano de la Ciudad de México, Revista de Ingeniería, Julio a Septiembre de 1970

Juárez Badillo. "Abatimiento del nivel freático en excavaciones", Mecánica de Suelos Tomo III : Flujo de agua en los suelos, Editorial Limusa, 1974

Juárez Badillo. "Electrósmosis", Mecánica de Suelos Tomo III : Flujo de agua en los suelos, Editorial Limusa, 1974

Arnal Simón Luis, Betancourt Suárez Max “ Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones ”, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Editorial Trillas, 1988

“ Construcción ”, Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989

Díaz Armando “ Excavaciones y cimentaciones ”, Curso de edificación, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1990

Rodríguez G. Juan Mario “ Sistemas de bombeo para fines de excavaciones en el acuífero del Valle de México ”, Construcción especializada en geotécnia, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989

Ruelas Sergio A. “ Experiencias en el uso de muros tablaestaca prefabricados y lodos fraguantes como ademe en excavaciones profundas ”, Construcción especializada en geotécnia, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989

Santoyo V. Enrique “ Experiencias y posibilidades del muro Milán en la Ciudad de México ”, Construcción especializada en geotécnia, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989