



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

---

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
“ARAGÓN”**

**“ESTUDIO GEOTECNICO DEL  
PUENTE VEHICULAR  
CHIMALHUACAN, UBICADO EN EL  
LIMITE DEL DISTRITO FEDERAL Y  
EL ESTADO DE MEXICO.”**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A

**ALBERTO ISIDRO NERI TLATENCHI**

Asesor: Ing. Gabriel Ruíz González





Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

Todo el material contenido en esta tesis 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.

## AGRADECIMIENTOS

**A Dios.....**por todo.

### **A mi Familia**

Mis padres:

**Alberta Tlatenchi Miranda**

**Vicente Isidro Neri Casiano**

Mis hermanos: Gloria, Cristóbal, Viviana y Reyna

.... Por años de esfuerzo, cooperación, convivencia y respaldo en todo momento de mi vida y que hoy se traducen en un gran logro personal y de familia.

### **A la Universidad Nacional Autónoma de México**

Que a través de la Facultad de Estudios Superiores "Aragón", forma parte ya de mi vida; como casa de estudio y conocimiento, espacio de experiencias y oportunidades.

A todos los profesores de la Carrera de Ingeniería Civil, que con dedicación y empeño se esfuerzan día a día en la formación de futuros profesionistas, preparados y comprometidos con la importante labor del ingeniero civil.

Particularmente al **Ing. Gabriel Ruíz González**, asesor del presente trabajo, por su tiempo, paciencia, apoyo y valiosos conocimientos y experiencia compartidos.

A los amigos y compañeros de la Generación 2004 - 2008, por la colaboración y convivencia dentro y fuera de las aulas de la Universidad, las vivencias que marcaron nuestro pasar por esta Institución y que siempre formarán parte de nosotros.

A todos y cada uno..... muchas gracias.

Atentamente  
**Alberto Isidro Neri Tlatenchi**

ÍNDICE.

Introducción.....	1
Capítulo I.- Generalidades.....	7
I.1 El Distrito Federal y la Zona Metropolitana del Valle de México.	
I.2 Las Vialidades.	
I.3 Puente Vehicular Calle 7 – Av. Chimalhuacán.	
I.3.1 Ubicación.	
I.3.1.1 Delegación Iztacalco.	
I.3.1.2 Municipio Nezahualcóyotl	
I.3.2 Características del Proyecto.	
1.3.2.1 Estructuración.	
Capítulo II.- Determinación de las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo.....	18
II.1 El Suelo.	
II.1.1 Procesos de meteorización.	
II.1.2 Formación del suelo por meteorización.	
II.2 Estudios geotécnicos.	
II.2.1 Programa de exploración del subsuelo.	
II.2.1.1 Recolección de información preliminar.	
II.2.1.2 Reconocimiento del lugar.	
II.2.1.3 Investigación del sitio.	
II.2.2 Muestreo del suelo.	
II.2.2.1 Muestras alteradas.	
II.2.2.2 Muestras inalteradas.	
II.3 Estudio del sitio de interés.	
II.3.1 Aspectos geológicos.	
II.3.1.1 La Cuenca del Valle de México.	
II.3.1.2 Aspectos Principales de la formación de los suelos de la Cuenca del Valle de México.	
II.3.2 Estratigrafía y zonificación de la zona urbana.	
II.3.2.1 Zona de Lago.	
II.3.2.2 Zona de Transición.	
II.3.2.3 Zona de Lomas	
II.3.3 Trabajos de Exploración del lugar.	
II.3.3.1 Métodos de exploración y muestreo en suelos.	
II.3.4 Estratigrafía del sitio de estudio.	
II.3.5 Pruebas de laboratorio en suelos.	
II.3.5.1 Trabajos de laboratorio del proyecto.	
II.3.5.2 Determinación de las Propiedades Físicas.	
II.3.5.3 Determinación de las Propiedades Mecánicas.	
Capítulo III.- Análisis geotécnico de la cimentación solución.....	81
III.1 Las Cimentaciones.	
III.2 Clasificación general de las cimentaciones.	
III.2.1 Cimentaciones superficiales.	
III.2.2 Cimentaciones someras.	
III.2.3 Cimentaciones Profundas.	
III.2.3.1 Cimentaciones con pilotes.	
III.3 Cimentación propuesta para el Puente Vehicular Chimalhuacán y Análisis geotécnico.	
III.3.1 Condiciones de Carga.	
III.3.2 Estado límite de falla.	
III.3.2.1 Revisión del estado límite de falla en condiciones estáticas.	
III.3.2.2 Revisión del estado limite de falla en condiciones dinámicas.	
III.3.3 Estado límite de servicio.	



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

Todo el material contenido en esta tesis 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.

III.3.3.1	Expansiones elásticas.	
III.3.3.2	Asentamientos diferidos por consolidación.	
III.3.4	Estabilidad de taludes.	
III.3.5	Falla de fondo por cortante.	
III.3.6	Falla por fondo por subpresión.	
III.3.7	Presiones temporales sobre muros tablestacados.	
III.3.8	Revisión de la falla por empotramiento de la ataguía metálica.	
III.3.9	Empujes sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación	
III.3.10	Cálculo del gasto de infiltración a la excavación. (Red de flujo)	
Capítulo IV.-	Proceso constructivo. . . . .	122
IV.1	Proceso Constructivo.	
IV.1.1	El agua en el suelo.	
IV.1.1.1	Control de agua en las excavaciones.	
IV.1.2	Instrumentación de campo.	
IV.1.2.1	Medida de la presión total.	
IV.1.2.2	Medida de la presión intersticial.	
IV.1.2.3	Medida de desplazamientos.	
IV.1.3	Hinca de pilotes.	
IV.1.3.1	Equipos para la hinca de pilotes o martinetes.	
IV.2	Proceso constructivo para el cajón de cimentación (apoyo tipo).	
IV.2.1	Etapa I. Perforación e hincado de pilotes.	
IV.2.2	Etapa II. Hincado de ataguía metálica.	
IV.2.3	Etapa III. Excavación hasta el fondo, nivel – 3.05 m.	
IV.2.4	Etapa IV. Colado de plantilla y descabece de pilotes.	
IV.2.5	Etapa V. Armado y colado de losa de fondo, muros, dados de pilotes y tramo de la columna.	
IV.2.6	Etapa VI. Armado y colado de la losa tapa y colado complementario de columna.	
IV.2.7	Etapa VII. Colocación de rellenos controlados.	
IV.3	Bombeo.	
IV.3.1	Instalación e inicio de operación de los pozos de bombeo.	
IV.3.2	Clausura de los pozos de bombeo.	
IV.3.3	Características generales que deben cumplir los sistemas para la operación del bombeo.	
IV.4	Instrumentación.	
IV.5	Muro Berlín.	
Conclusiones.	. . . . .	145
Anexos.	. . . . .	150
Bibliografía.	. . . . .	165

## INTRODUCCIÓN

La Ingeniería apareció con el ser humano. Su desarrollo comenzó con la revolución agrícola (año 8000 a. C.) cuando las tribus dejaron de ser nómadas para cultivar sus productos y criar animales comestibles, por lo que se puede hablar de ingeniería desde el primer momento en que los hombres utilizaron algunos de sus principios para dar forma a una piedra para convertirla en una herramienta para conseguir sus alimentos, pieles y demás; y construir armas de defensa como hachas, puntas de lanzas, etc.; ó cuando los primeros humanos usaron la energía de forma consciente al encender una hoguera. Desde entonces, el desarrollo de la Ingeniería ha ido al parejo con el de la Humanidad.

Hoy en día, podemos referirnos a la ingeniería como el arte profesional de aplicar la ciencia para la óptima conversión de los recursos de la naturaleza en beneficio de la humanidad. Tanto la palabra castellana "*ingenio*" como la palabra inglesa "*engine*" se derivan de la raíz latina "*ingenerare*", que significa *crear, ingeniar, inventar, idear*.

Por lo tanto, la ingeniería es una disciplina que requiere del juicio necesario para adaptar los conocimientos a propósitos prácticos, la imaginación para concebir soluciones a los problemas y la habilidad para predecir el comportamiento y los costos de nuevos dispositivos y procesos.

Esta profesión está basada principalmente en la física, la química y las matemáticas, así como en extensiones de estas ciencias, como la tecnología de los materiales, la mecánica de sólidos y de fluidos, la termodinámica, los procesos de transformación y el análisis de sistemas.

La ingeniería se divide en múltiples disciplinas, las cuales se han desarrollado a través del tiempo de acuerdo con el nivel de especialización impuesto por el desarrollo. Sus áreas de conocimiento y aplicación son tan variadas, sin embargo, todas estas ramas no dejan de relacionarse entre sí para complementarse.

La "Ingeniería Civil" es la más antigua de las Ingenierías, se desarrolló en forma paralela a la militar, al construir muros para la protección de las ciudades, pero el término Ingeniero Civil se utilizó por primera vez hasta el siglo XVIII, al fundarse la primera escuela de Ingeniería en Francia (1747), denominada como Escuela Nacional de Puentes y Carreteras.

La Ingeniería Civil contemporánea tiene su origen entre los siglos XIX y XX, con el desarrollo de modelos matemáticos de cálculo. Los trabajos de Castigliano, Mohr o Navier entre otros, permitieron abordar analíticamente los esfuerzos internos que se producían en estructuras, caudales y suelos a las que éstas eran sometidas para estimar sus magnitudes. Esto permitió el diseño eficiente de obras civiles.

Con el transcurrir de los años y el avance en las técnicas y conocimientos propios de la Ingeniería Civil, su definición se ha ido modificando al ampliarse su campo de acción, por lo que de manera general, actualmente se puede expresar que:



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

Todo el material contenido en esta tesis 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.

“La Ingeniería Civil, es la rama de la ingeniería que aplica los conocimientos de física, matemáticas, química y geología a la elaboración de infraestructuras, principalmente edificios, obras hidráulicas y de transporte, en general de gran tamaño y para uso público.” Pero no solo esto, es la ingeniería de la civilización, término que abarca mucho más que la infraestructura.

Tiene también un fuerte componente organizativo que logra su aplicación en la administración del ambiente urbano principalmente, y frecuentemente rural; no solo en lo referente a la construcción, sino también, al mantenimiento, control y operación de lo construido, así como en la planificación de la vida humana en el ambiente diseñado desde esta misma. Esto comprende planes de organización territorial tales como prevención de desastres, control de tráfico y transporte, manejo de recursos hídricos, servicios públicos, tratamiento de basuras y todas aquellas actividades que garantizan el bienestar de la humanidad que desarrolla su vida sobre las obras civiles construidas y operadas por ingenieros.

Ahora bien, tomando en cuenta lo citado con anterioridad, podemos definir al profesionista que ejerce esta carrera de la siguiente manera:

El Ingeniero Civil es el profesionista que posee una formación multidisciplinaria conformada por conocimientos generales de Matemáticas, Física, Química; y de las áreas específicas de la disciplina, los que aunados a las nociones en computación, comunicación gráfica, informática, administración y evaluación de proyectos, lo capacitan para participar en las etapas de planeación, diseño, organización, construcción, operación y conservación de obras civiles y de infraestructura en las siguientes áreas:

- 1) Construcción
- 2) Estructuras
- 3) Geotecnia.
- 4) Ambiental.
- 5) Hidráulica.
- 6) Sistemas y transportes.

La Geotecnia es la rama de la Ingeniería Civil que se encarga del estudio de las propiedades mecánicas, hidráulicas e ingenieriles de los materiales provenientes de la Tierra. Los ingenieros geotécnicos investigan el suelo y las rocas por debajo de la superficie para determinar sus propiedades y diseñar las cimentaciones para estructuras tales como edificios, puentes, centrales hidroeléctricas, etcétera.

Por ello, los ingenieros geotécnicos, además de entender cabalmente los principios de la mecánica y de la hidráulica, necesitan un adecuado dominio de los conceptos básicos de la geología. Es de especial importancia conocer las condiciones bajo las cuales determinados materiales fueron creados o depositados, y los posteriores procesos estructurales o diagenéticos (procesos metamórficos, de sustitución, cristalización, etc.) que han sufrido.

La geotecnia es una de las ramas más jóvenes de la ingeniería civil y, por lo tanto, sigue evolucionando activamente. Desde la aparición de la Mecánica de Suelos hasta su conformación algo más reciente; sin embargo, su historia se comenzó a escribir desde el desarrollo de las primeras grandes civilizaciones como lo podemos constatar con la siguiente reseña histórica:

Con una mirada retrospectiva hacia los escritos sobre construcciones erigidas por los Romanos, Chinos, Egipcios y Mayas, se tiene la clara evidencia de la atención que ya, desde

tiempos muy antiguos, nuestros antepasados ponían en las obras de tierra y sobre la tierra. La Gran Muralla China, las Pirámides de Egipto, las Pirámides de Chichen Itzá y otras notables y enormes obras, que hoy contemplamos con admiración, son mudos testigos de los conocimientos que ya se tenían en la antigüedad al respecto.

Sin embargo a la caída del Imperio Romano y debido a la desorganización social se descuidaron los aspectos técnicos sobre los suelos, llegando a su punto más bajo en el periodo medieval, lo que provocó que caminos, puentes y diversas obras quedaran en el abandono, para posteriormente ser destruidas poco a poco por las guerras y por la implacable acción de los agentes de la intemperie.

Así pues, en esta época se presentó una época de poco interés en el conocimiento de los problemas de los suelos, y no fue sino hasta los siglos XVII y XVIII cuando revivió el interés y se dio nuevo impulso a la solución de los problemas en las cimentaciones.

Una de las primeras ramas en ganar interés fue la relativa al empuje de tierras. De hecho, el pionero en formular una guía en esta área fue el Ingeniero militar francés Marquis Sebastian le Prestre de Vauban (1633-1707), y posteriormente Charles Augustin Coulomb (1736-1806), también notable y sobresaliente ingeniero militar francés, a quien se le acredita la primera contribución básica y científica en el cálculo de la estabilidad de muros de retención de tierras. Otra importante contribución en el estudio de la presión de tierras la aportó William John Macquorn Rankine (1820-1872), ingeniero y físico escocés, más conocido por sus investigaciones en física molecular y uno de los fundadores de la ciencia de la termodinámica.

Coulomb y Rankine son los dos ingenieros que más contribuyeron al estudio de los empujes de tierra, destacando también en esta especialidad Jean Victor Poncelet (1788-1867), ingeniero y matemático francés y uno de los creadores de la geometría proyectiva, y quien además contribuyó con un método gráfico para resolver las presiones de tierra. Sobresale, asimismo, Karl Culmann (1821-1881), ingeniero alemán cuyo método de estática gráfica ha sido usado extensamente en problemas de ingeniería y aplicado a la solución de muros de retención de tierras.

Otro ingeniero que contribuyó grandemente a la solución de problemas de distribución de presiones en los suelos fue Joseph Valentin Boussinesq (1842-1929). Otto Mohr (1835-1918) propuso en 1882 un método para analizar esfuerzos en un punto. Su "círculo de Mohr", como se conoce comúnmente al método, es muy usado en resistencia de materiales y en suelos.

Los años comprendidos entre 1900 y 1925 constituyen una época en que se engendró la Mecánica de Suelos, siendo los pioneros los ingenieros de la Comisión Sueca de Geotecnia de los ferrocarriles suecos, encabezada por el profesor Wolmar Fellenius, a quien el gobierno sueco le encomendó estudiar las causas de las fallas o deslizamientos de tierra ocurridos en diferentes puntos de la red ferroviaria de la nación, así como buscar y presentar soluciones a los problemas detectados.

La investigación realizada por los ingenieros dirigidos por Fellenius culminó en 1922 con la presentación de un informe sobre las fallas y de un procedimiento llamado "Método Sueco" para analizar la estabilidad o inestabilidad de taludes. La proposición de este método, llamado por algunos "Método de Rebanadas", fue hecha por dos de los ingenieros de la "Comisión Sueca". Los ingenieros en cuestión fueron K. Petterson y S. Hultin, quienes ya habían aplicado dicho método en algunas fallas en el puerto sueco de Goteborg, en el año 1916.

En los Estados Unidos de América, el “U.S. Bureau of Public Roads” así como la “American Society of Civil Engineering” llevaron a cabo, juntamente con profesores de diversas Universidades de dicho país, arduas investigaciones relacionadas con la construcción de carreteras durante los años de 1920 a 1925. A partir de 1925 se inicia el desarrollo más significativo de esta rama de la ingeniería con la presentación del profesor Karl Von Terzaghi (1882-1963) de su libro *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage* o conocido simplemente como *Erdbaumechanik (Mecánica de Suelos)*, en dónde presenta una nueva filosofía relativa al suelo como material, y muestra como tratar las propiedades mecánicas de los suelos y su comportamiento bajo diversas cargas y condiciones de humedad.

La mayoría de las autoridades indican que el comienzo de la mecánica de suelos como ciencia de la ingeniería empezó con la publicación de Terzaghi (el primer texto de mecánica de suelos) en Alemania en 1925. Debido a esta publicación y a sus artículos técnicos superiores en número a los 250, Terzaghi es con frecuencia llamado el “Padre de la Mecánica de Suelos”.

A partir de la publicación del eminente K. V. Terzaghi, de origen sueco y nacionalizado estadounidense, han aparecido numerosos trabajos e importantes investigaciones relacionados con los suelos. Así figuran entre los más sobresalientes en el ramo: Arthur Casagrande con su *Clasificación de los suelos*, A.W. Bishop con *Estabilidad de taludes y presión neutra*, L. Bjerrum con *Esfuerzos de corte*, T.W. Lambe y su *Estudio de comportamiento de los suelos de granos finos*, G.G. Meyerhof con *Capacidad de carga de los suelos*, R. Peck, autor de *Presiones en arcillas*, E.F. Richard con su obra *Comportamiento de las cimentaciones bajo la acción de cargas dinámicas*, P.W. Rowe con *Presiones laterales de las tierras*, H.B. Seed y su *Estudio y efecto de los movimientos telúricos*, A.W. Skempton con *Presiones de poro y en esfuerzos efectivos en capacidad de carga de las cimentaciones*, D.W. Taylor y sus libros *Estabilidad de taludes y consolidación*, y A.S. Vesic con *Capacidad de carga en cimentaciones profundas*.

La Mecánica de Suelos es pues, una ciencia relativamente joven, desarrollada principalmente en el siglo XX. En los siglos anteriores, el arte de la ingeniería de suelos se basó únicamente en experiencias, mismas que constituían los fundamentos para el proyecto de las cimentaciones, las cuales resultaban la mayoría de las veces sobredimensionadas. Sin embargo, con el crecimiento de la ciencia y la tecnología, la necesidad de mejores y más económicos diseños estructurales se volvió crítica. Esto condujo a un estudio detallado de la naturaleza y propiedades del suelo en su relación con la ingeniería.

De manera general, se denomina Mecánica de Suelos la ciencia que estudia los esfuerzos que se producen en el terreno y sus efectos. Campo de la mecánica de suelos son, por tanto, el estudio del terreno, su estructura y sus propiedades así como la investigación del estado de esfuerzos y las características de resistencia y deformación del suelo.

Así pues, la ciencia de la Mecánica de Suelos se interesa por la estabilidad del suelo, por su deformación y por el flujo de agua hacia adentro, hacia fuera y a través de la masa de suelo, y con el riesgo asociado de que resulte económicamente tolerable.

La aparición de la Mecánica de Suelos como tal en 1925 y las investigaciones posteriores hasta nuestros días ayudaron fuertemente al mejoramiento de los métodos empíricos existentes en el pasado. Sin embargo, la metodología actual, aunque abarca muchos aspectos técnicos de ciencias como la Mecánica y la Hidráulica, aún no establece una condición única para la solución de problemas más diversos en las cimentaciones, pero si proporcionan las herramientas básicas para que el ingeniero de buen criterio y adecuado juicio pueda realizar su trabajo de manera

eficiente al valorar técnicamente los resultados de los análisis y pruebas de los materiales que deberán emplearse. Arte, conocimiento técnico y juicio sensato deben conjugarse entonces para poder responder a múltiples preguntas en la aplicación de la Mecánica de Suelos en las cimentaciones.

El Doctor Karl Terzaghi definió a la Mecánica de Suelos como la aplicación de las leyes de la Mecánica y la Hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producto de la desintegración química y mecánica de las rocas. Recientemente se ha incorporado a la terminología de los suelos las acepciones “Geotecnia” e “Ingeniería Geotécnica”, que suelen aplicarse como evidencia de que en ellos se están tomando en cuenta los principios y la aplicación tanto de la Mecánica de Suelos como de la Geología y de la Mecánica de Rocas.

A partir de lo anterior, en la época actual resulta de vital importancia el estudio previo del terreno sobre el cual se llevará a cabo la construcción de alguna obra civil, atendiendo los principios, métodos y lineamientos de la Mecánica de Suelos y la Geotecnia, para así poder llevar a cabo un análisis óptimo de las condiciones del mismo al conocer las propiedades tanto físicas como mecánicas del suelo, logrando con ello obtener herramientas que den lugar a un óptimo diseño de la cimentación a utilizar y garantizar de esta manera, la funcionalidad y estabilidad de la estructura proyectada.

Así pues, el presente trabajo de titulación muestra y describe, utilizando como base el proyecto que considera, el conjunto de elementos que se reúnen en un Estudio Geotécnico previo a la construcción de una obra o estructura de ingeniería civil; trabajo que se titula “**ESTUDIO GEOTÉCNICO DEL PUENTE VEHICULAR CHIMALHUACÁN, UBICADO EN EL LÍMITE DEL DISTRITO FEDERAL Y EL ESTADO DE MÉXICO.**”, y del que a continuación se enuncia la estructuración del mismo y una concisa descripción de cada apartado que lo conforman.

La primera parte la conforma la presente Introducción.

En el Capítulo I se describe de manera general el entorno geográfico, físico y de infraestructura del proyecto, es decir, su ubicación, así como especificaciones y características generales que nos permiten tener una idea de la composición del proyecto mismo y de la influencia que tendrá en su vecindad.

En el Capítulo II se muestran nociones generales sobre el suelo y su formación; y principalmente, presenta la primera parte de todo Estudio Geotécnico, las partes que lo conforman y cada una de las etapas que se llevan a cabo para su integración, tales como la descripción de los métodos de exploración y muestreo de los suelos y las pruebas de laboratorio necesarias para determinar las características tanto físicas como mecánicas de los depósitos de suelo, particularmente de los utilizados para el estudio del proyecto en comento; para consiguientemente citar tanto la estratigrafía como las propiedades del suelo, producto de dichas exploraciones y pruebas.

Pasando al Capítulo III, se procede a una breve exposición sobre el tema de las cimentaciones, para abordar así, la determinación de la cimentación más adecuada para el Puente Vehicular, presentando también los cálculos correspondientes al análisis geotécnico de dicha solución de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para la Construcción de Cimentaciones, para determinar la estabilidad de la cimentación de acuerdo a las condiciones presentes del suelo.

En seguida, el Capítulo IV presenta el proceso general a seguir para la construcción de la cimentación de los apoyos del puente, describiendo brevemente cada una de las etapas, así como especificaciones a considerar durante dicho proceso.

En el apartado de las Conclusiones, se enuncian las impresiones generales desprendidas de la elaboración del presente trabajo, tanto del proyecto mismo como las referentes a los aspectos teóricos y prácticos de una labor tan completa como lo es un Estudio Geotécnico.

En la sección dedicada a los Anexos, se incorporan elementos principalmente ilustrativos del proyecto y del Estudio Geotécnico, conformados primordialmente por planos, registros, figuras y fotografías que puntualizan las etapas del desarrollo del proyecto, y que complementan de manera sustancial la comprensión de trabajo.

Finalmente, se citan las fuentes bibliográficas y de información consultadas para la elaboración y desarrollo de la presente tesis.

## CAPÍTULO I.- GENERALIDADES

### *1.1 El Distrito Federal y la Zona Metropolitana del Valle de México.*

El Distrito Federal se localiza entre la parte austral de la Altiplanicie Mexicana y el Sistema Volcánico Transversal, ocupando la porción suroeste de la Cuenca de México. Limita al norte, oeste y este con el Estado de México y al sur con el Estado de Morelos (Fig.1.1). Ocupa el último lugar de las entidades administrativas de rango superior por su extensión territorial.

Sus coordenadas geográficas: Al norte 19°36', al sur 19°03' de latitud norte; al este 98°57', al oeste 99°22' de longitud oeste.

Su área es de 1,547 km<sup>2</sup> y representa el 0.1% de la superficie total del país. Cuenta con 8,605,239 habitantes aproximadamente.

El Distrito Federal cumple funciones vitales para el país, al ser el principal centro industrial, comercial, de comunicaciones y transportes, demográfico, administrativo y cultural.

Dispone además del principal aeropuerto de la república con servicio nacional e internacional.



Fig. 1.1 Ubicación geográfica del Distrito Federal.

En su crecimiento demográfico, el Distrito Federal fue incorporando a numerosos poblados que se encontraban en las cercanías conformando así, lo que ahora conocemos como La Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM) (Fig. 1.2).

La ZMVM está formada por la ciudad de México y 41 municipios conurbados (uno de ellos del estado de Hidalgo, los restantes del estado de México).

La Zona Metropolitana de la Ciudad de México está conformada por:

-Las 16 delegaciones del Distrito Federal:

1. Álvaro Obregón.
2. Azcapotzalco.
3. Benito Juárez.



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.

4. Coyoacán.
5. Cuajimalpa.
6. Cuauhtémoc.
7. Gustavo A. Madero.
8. Iztacalco.
9. Iztapalapa.
10. Magdalena Contreras,
11. Miguel Hidalgo.
12. Milpa Alta.
13. Tláhuac.
14. Tlalpan,
15. Venustiano Carranza.
16. Xochimilco.

- Cuarenta municipios del Estado de México:

1. Acolman.
2. Atenco.
3. Atizapán de Zaragoza.
4. Chalco.
5. Chiautla.
6. Chicoloapan.
7. Chiconcuac.
8. Chimalhuacán.
9. Coacalco de Berriozábal.
10. Cocotitlán.
11. Coyotepec.
12. Cuautitlán.
13. Cuautitlán Izcalli.
14. Ecatepec de Morelos.
15. Huehuetoca.
16. Huixquilucan.
17. Ixtapaluca.
18. Jaltenco.
19. La Paz.
20. Melchor Ocampo.
21. Naucalpan de Juárez.
22. Nextlalpan.
23. Nezahualcóyotl.
24. Nicolás Romero.
25. Papalotla.

Un municipio del estado de Hidalgo:

1. Tizayuca.

La ZMVM estaba habitada en el 2005 por 19.331.365 personas, casi el 20 por ciento de la población total del país. De acuerdo con las proyecciones del Consejo Nacional de Población (Conapo), para el 1º de julio del 2007 se estimaba una población de 8.193.899 habitantes para la ciudad, y de 19.704.125 habitantes para toda la Zona Metropolitana.

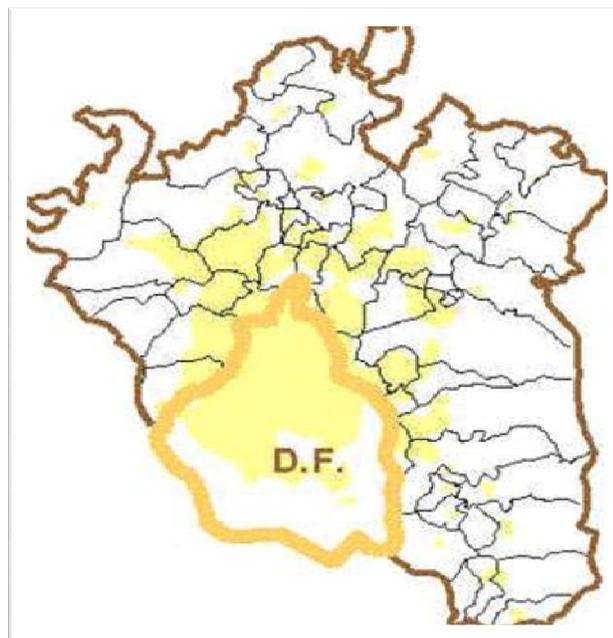


Fig. 1.2 Mapa de la Zona Metropolitana del Valle de México.

26. San Martín de las Pirámides.
27. Tecámac.
28. Temamatla.
29. Teoloyucan.
30. Teotihuacan.
31. Tepetlaoxtoc.
32. Tepotzotlán.
33. Texcoco.
34. Tezoyuca.
35. Tlalmanalco.
36. Tlalnepantla de Baz.
37. Tultepec.
38. Tultitlán.
39. Valle de Chalco Solidaridad.
40. Zumpango.

## 1.2 Las Vialidades.

Desde el inicio, el trazo de vialidades impulsó la urbanización y el crecimiento de la Ciudad de México hasta convertirla en una de las más fascinantes del mundo. La asignación de una franja de terreno para la circulación de personas, el tránsito de carretas y posteriormente de automotores, reveló el dinamismo de la gran urbe.

Hoy la ciudad de México, al ser una de las más grandes del mundo, tiene las vialidades más interesantes para propios y extraños. Por ejemplo, la avenida Insurgentes es la más larga, y Paseo de la Reforma la más ancha.

A pesar de ello, sin duda todas estas vialidades son insuficientes cada día para la coexistencia de los más de 8 millones de habitantes del Distrito Federal y los casi 20 millones de la zona conurbada, sobre todo si se piensa en que cada hogar de la megalópolis tiene al menos un automóvil, ya sea para servicio privado de transporte o como fuente propia de ingresos.

Es así que el tráfico vehicular es uno de los problemas más severos que afrontan los capitalinos y sus visitantes, pues se estima que diariamente circulan aproximadamente tres millones y medio de automotores que transportan a unos 19 millones de personas y que adicionalmente requieren espacio para estacionarse.

Inventario de la infraestructura vial del Distrito Federal de acuerdo al Programa Integral de Transporte y Vialidad, 2001-2006

Vialidad	Kilómetros
Anillo Periférico	58.83 Kilómetros
Circuito Interior	42.98 kilómetros
Calzada de Tlalpan	17.70 kilómetros
Viaducto	12.25 kilómetros
Viaducto Río Becerra	1.87 kilómetros
Calzada Ignacio Zaragoza	14.12 kilómetros
Radial Aquiles Serdán	9.80 kilómetros
Radial Río San Joaquín	5.46 kilómetros
Gran Canal	8.41 kilómetros
Subtotal	171.42 kilómetros
Ejes Viales	421.16 kilómetros
Arterias principales	320.57 kilómetros
Total de la vialidad primaria	913.152 kilómetros
Total de la vialidad secundaria	9,269.062 Kilómetros
Red vial total	10,182.212 kilómetros

Sin embargo, aproximadamente 10 por ciento, unos mil kilómetros, corresponde a las llamadas vías primarias. Esto es, los ejes viales, el Circuito Interior, el Viaducto y el Periférico.

Unos 9 mil kilómetros, el 90 por ciento de la infraestructura vial de la capital, corresponden a la red secundaria, que se integra por vías colectoras que enlazan con las vialidades primarias.

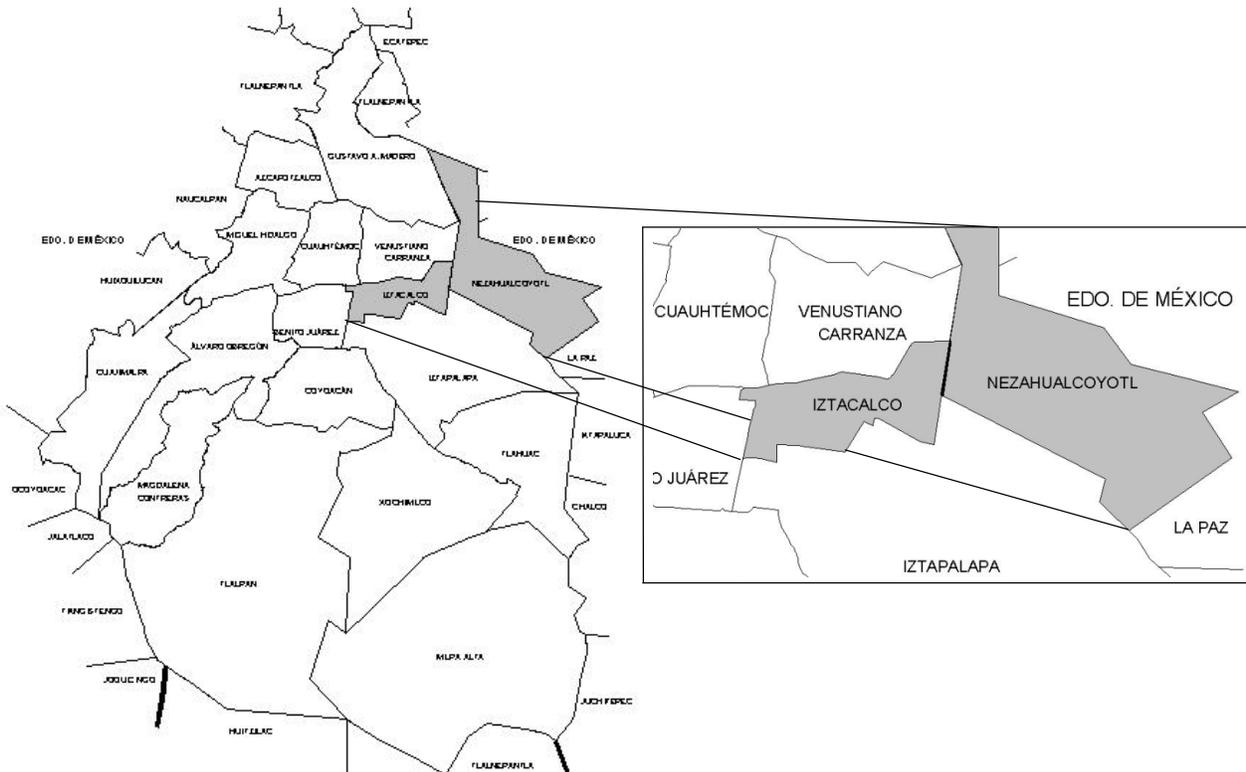
Pero el paso del tiempo y la expansión urbana también han complicado la capacidad de vialidades para el binomio hombre/automóvil. Una coexistencia cada vez más complicada que ha llevado a los distintos gobiernos, sobre todo desde 1997, imaginar nuevos esquemas de relación y de respeto al llamado espacio vital.

Por ello han sido diseñadas nuevas vías de acero y concreto, incluso por encima de algunas ya existentes, como una necesidad cuya satisfacción es ineludible para cualquier gobierno: los distribuidores viales, los complejos puentísticos y los segundos pisos de algunos tramos del Viaducto y Periférico.

***1.3 Puente Vehicular Calle 7 – Av. Chimalhuacán.***

***1.3.1 Ubicación.***

En los límites del Municipio Netzahualcóyotl en el Estado de México y la Delegación Iztacalco en el Distrito Federal, (Fig. 1.3), los Gobiernos de dichas entidades federativas, proyectan la construcción de un puente vehicular, el cual permitirá agilizar el flujo vehicular de esta zona.



**Fig. 1.3 Límite del Distrito Federal y el Estado de México.**

Dicho puente vehicular se denomina Distribuidor Calle 7 - Avenida Chimalhuacan, ya que se localiza sobre la avenida Chimalhuacan en cruce con la calle 7, entre los cadenamamientos 0+085.937 al 0+597.966 del Eje 0, del 1+113.922 al 1+528.849 del Eje 1, del 2+187.566 al 2+480.000 del Eje 2 y del 3+000.000 al 3+414.023 del Eje 3. En la Fig. 1.4 se muestra en planta la geometría de dicho puente vehicular.



Fig. 1.4 Ubicación y geometría del Distribuidor Calle 7-Av. Chimalhuacán.

### ***1.3.1.1 Delegación Iztacalco.***

#### ***Ubicación Geográfica.***

La Delegación Iztacalco (Fig. 1.5) se ubica al centro – oriente del Distrito Federal. Colinda al norte con las delegaciones Venustiano Carranza y Cuauhtémoc; al poniente, con Benito Juárez; al sur y oriente, con Iztapalapa, y al oriente, con el municipio de Nezahualcóyotl, Estado de México. Es la delegación más pequeña de las dieciséis que comparten el territorio capitalino, pues tiene una extensión territorial de 23.3 kilómetros cuadrados, por lo que representa el 1.6% del Distrito Federal y albergan una población cercana a los 400 mil habitantes.

Entre las localidades principales se encuentran las colonias Agrícola Pantitlán, Granjas México, Santa Anita, Agrícola Oriental, Ramos Millán y Reforma Iztaccíhuatl.

Cuenta con tres corrientes de agua, actualmente entubadas: río de Churubusco, Río de la Piedad y Canal Nacional.



Fig. 1.5 Delegación Iztacalco.

### **Infraestructura.**

#### *Transporte*

La columna vertebral del transporte en Iztacalco es el Sistema de Transporte Colectivo (metro) de la Ciudad de México. Cuatro líneas de la red atraviesan la delegación. De oriente a poniente corre la línea 9, cuya terminal oriental --Pantitlán--, posee el paradero de autobuses urbanos y suburbanos más grande de la capital. Además, es terminal de otras tres líneas, una de las cuales se dirige hacia el oriente por el territorio iztactalquense rumbo a Iztapalapa y La Paz. De norte a sur recorren Iztacalco las líneas 4 y 8. La primera de ellas tiene su terminal sur en Santa Anita, cerca del límite con Iztapalapa.

El transporte público en Iztacalco es complementado por numerosas líneas de autobuses de las paraestatales capitalinas o de corporaciones privadas, así como cuatro líneas de trolebuses.

Debido a que Iztacalco es una demarcación de la ciudad de México, no posee terminales propias para el transporte fuera de la zona metropolitana. Para ello, es necesario hacer uso de alguna de las cuatro terminales de autobuses o del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México. Ninguna de estas instalaciones se encuentra en la delegación.

También esta delegación posee la línea 2 del Metrobus.

#### *Vialidad*

Iztacalco cuenta con una de las mejores redes viales del Distrito Federal. Su límite norte es señalado por el eje del Viaducto Río de la Piedad, que atraviesa la ciudad de México del poniente al oriente, y termina en la calzada Ignacio Zaragoza. Esta vía rápida conduce con rumbo al sureste hacia la autopista México-Puebla. El límite oriente de la delegación lo constituye el Anillo Periférico,

una vía rápida que circunda la zona urbana del Distrito Federal. Por el centro de la delegación pasa el Circuito Interior, construido sobre el lecho del río Churubusco. En el poniente de la delegación, cerca del viejo pueblo de Iztacalco, se localiza el Eje 3 Oriente, que forma parte de un proyecto de vía rápida que debe comunicar Xochimilco en el sur de la capital, con Atzacolco, en el norte.

A esta red de vital importancia por su rapidez y longitud, se debe sumar la presencia de varios ejes viales, cuya construcción dio inicio en la década de 1970. El territorio de Iztacalco queda comprendido entre el Eje 2 y el Eje 6 Sur, y entre los ejes 1 Oriente y 5 Oriente.

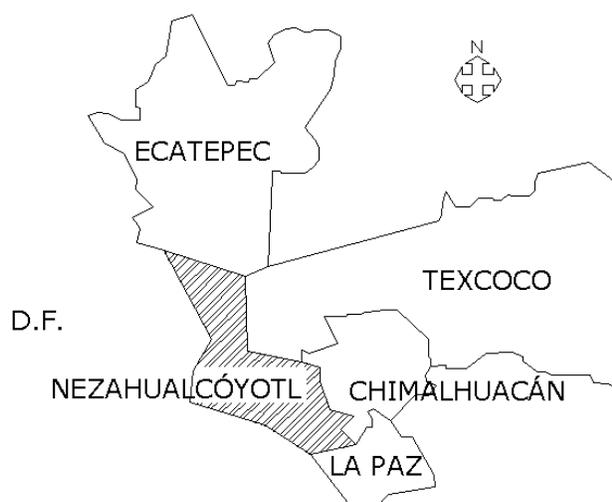
### ***1.3.1.2 Municipio Nezahualcóyotl***

#### ***Ubicación geográfica.***

El municipio de Nezahualcóyotl (Fig. 1.6) limita al norte con el municipio de Ecatepec de Morelos y la zona federal del Lago de Texcoco; al noroeste con la delegación Gustavo A. Madero del Distrito Federal; al noreste con los municipios Texcoco y San Salvador Atenco; al este con los municipios La Paz y Chimalhuacán; al oeste con las delegaciones Gustavo A. Madero y Venustiano Carranza y al sur con las delegaciones Iztapalapa e Iztacalco del Distrito Federal y el Municipio Los Reyes la Paz.

La ubicación geográfica del territorio municipal tiene las siguientes coordenadas extremas: Latitud norte del paralelo 19° 21' 36" y 19° 30' 04" al paralelo; Longitud oeste del meridiano 98° 57' 57" y 99° 04' 17" al meridiano. Nezahualcóyotl está situado a una altura de 2,240 metros sobre el nivel del mar y pertenece a la región III Texcoco, subregión II y es parte de la zona conurbana de la Ciudad de México.

El municipio cuenta con un territorio de 63.44 kilómetros cuadrados que corresponde al 9.4% del total de territorio del Estado de México, y de los cuales 50.57 son de uso urbano (81%) en donde se ubican 86 colonias; y 11.87 kilómetros cuadrados corresponden a la zona federal del Ex-vaso de Texcoco.



**Fig. 1.6 Municipio de Nezahualcóyotl.**

---

### ***Infraestructura***

Transporte.

Esta zona es la más densamente poblada del país, puesto que las delegaciones Iztapalapa y Gustavo A. Madero son la número uno y dos en población del Distrito Federal; mientras Ecatepec y Nezahualcóyotl son los municipios que ocupan el primero y segundo lugar del Estado de México, concentrando 5 millones 857 mil 254 habitantes y un 32.9 de la población metropolitana.

Esta alta densidad determina una gran movilidad poblacional, que se traslada diariamente a los municipios y delegaciones con mayor grado de concentración de zonas industriales, comercio y servicios.

La estación del Metro Pantitlán, en la que convergen 3 líneas del Sistema de Transporte Colectivo y una del Metro férreo, es la que tiene el record de servicios prestados diariamente en la Ciudad de México.

Circulan por el municipio aproximadamente 40 rutas distintas del transporte público de pasajeros.

### ***Vialidad***

Así mismo la traza urbana del municipio es una de las mejor realizadas en la entidad, su planeación está constituida por un esquema de retícula en la zona centro y uno de grandes ejes en la zona norte.

La estructura vial está formada por una cuadrícula casi perfecta, en la zona centro las principales vialidades del Municipio son: de oriente a poniente, Avenida Texcoco, Pantitlán, Chimalhuacán, Cuarta Avenida, Bordo de Xochiaca. De sur a norte, Calle 7, Avenida Cuauhtémoc, Vicente Rivapalacio, Nezahualcóyotl, Adolfo López Mateos, Sor Juana, Vicente Villada, Carmelo Pérez, Tepozanes y de Los Reyes. Se excluye de esta malla a las colonias Rey Neza y la Zona Industrial que tienen diferentes ángulos de inclinación, dando como resultado que las manzanas tengan diferentes formas y tamaños. El nivel de movilidad intramunicipal e intermunicipal, de esta zona, es relativamente accesible en tiempo y distancia.

Existen en el municipio 19 puentes peatonales y 3 vehiculares. En la zona norte las vialidades primarias se integran por la Avenida Central, Periférico, Avenida Taxímetros, Avenida Peñón-Texcoco, Vía Las Torres (Avenida Bosques de los Continentes y Valle de Zambezi) Valle de Las Zapatas, Avenida del Canal, Avenida Veracruz, sin embargo sus formas geométricas son distintas, dando como resultado una estructura irregular. Lo anterior se debe a que las vialidades primarias señaladas son perpendiculares entre sí, son continuaciones de importantes ejes viales provenientes del Distrito Federal, como Anillo Periférico y el Eje 3 Norte, situación que ha propiciado la continuidad de la traza urbana entre los diferentes municipios y delegaciones con que colinda.

Actualmente la red vial de Nezahualcóyotl se compone de 1,026 kilómetros lineales, un porcentaje de las vías principales está en excelentes condiciones de mantenimiento, mientras que una parte importante de vialidades secundarias y terciarias sufren deterioros variables.

Existen nodos conflictivos ubicados al sur de la parte centro del municipio, que tienen que ver con la falta de integración a la estructura regional inmediata de Nezahualcóyotl. Dichos nodos se identifican en los corredores de Avenida Texcoco, asimismo destaca la Avenida Canal de San Juan que es limítrofe con la delegación Iztacalco, por la falta de continuidad vial de la estructura principal.

**1.3.2 Características del Proyecto.**

El distribuidor Calle 7 - Avenida Chimalhuacán, consta de 4 ejes de trazo 0, 1, 2 y 3 (Fig. 1.7) con claros de longitudes diferentes, los claros se encuentran comprendidos entre los 20, 25, 30, 35, 40 y 45 metros. Los accesos constan de dos estructuras huecas formadas por losas, trabes y muros de concreto (aireplenas), El puente tendrá anchos de calzada de 6.95, 7.20, 8.20, 10.80 y 14.00 m.

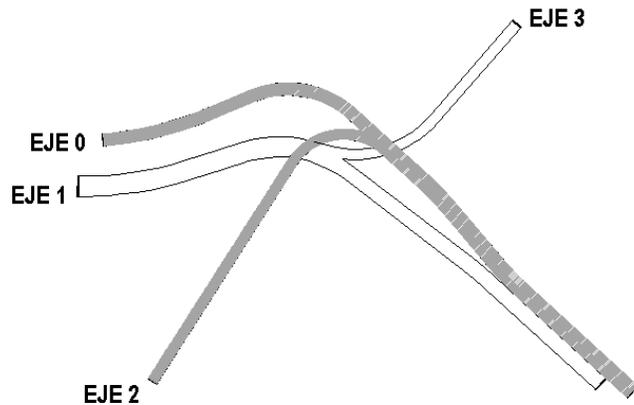


Fig. 1.7 Ejes de Trazo.

**1.3.2.1 Estructuración.**

La estructura será tanto metálica como de concreto reforzado.

**Superestructura.**

La superestructura del puente esta formada por dos, tres o cuatro trabes metálicas de sección I sobre los cuales se tienen trabes de puente y una losa de concreto reforzado de 15 cm (Fig. 1.8), las trabes se apoyan en diafragmas, los cuales transmiten la carga a las columnas de Acero de sección I en cruz.

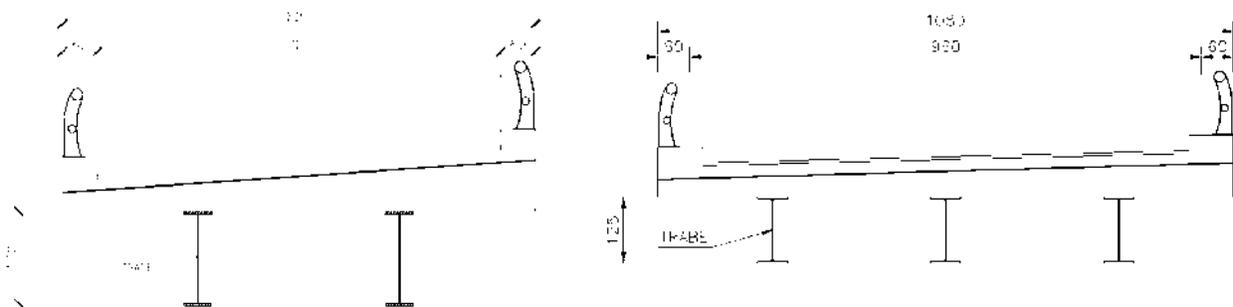


Fig. 1.8 Secciones de puente.

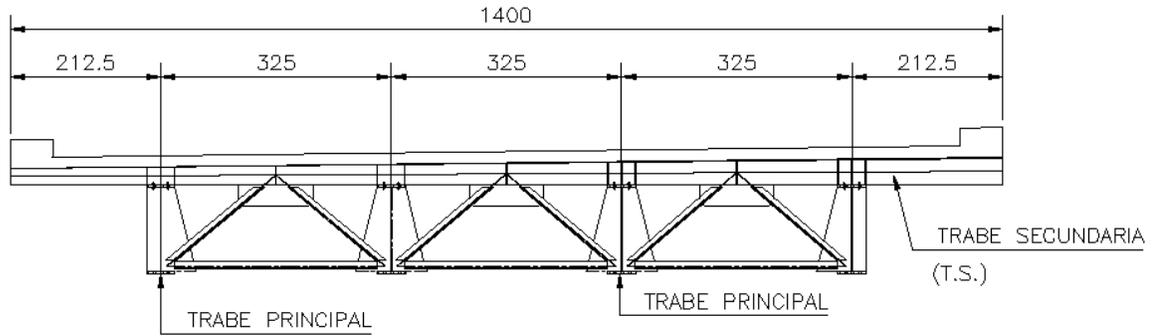


Fig. 1.8 Secciones de puente (cont.).

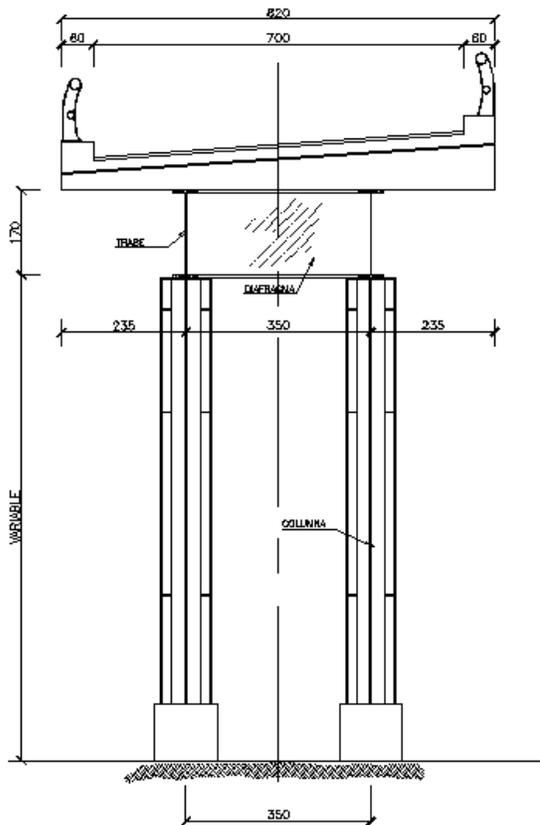


Fig. 1.9 Apoyo de Puente.

Los apoyos (Fig. 1.9) están formados por columnas de Acero formadas por placas de acero en sección I en Cruz y placas de respaldo. Sobre éstos existe un cabezal de acero de sección cajón (Ver Fig. No. 3), la cual está conformada por 1, 2 ó 3 traves principales, conectadas por diafragmas de ángulo a cada cuarto de claro. Las conexiones entre los elementos anteriores son tanto atornilladas como soldadas. Sobre las traves principales se encuentra las traves secundarias que proporcionan el bombeo necesario a la superficie de rodamiento que esta constituida por una losa de concreto armado de 15.0 cm y una carpeta asfáltica de 5 cm de espesor.

### Subestructura.

La subestructura en la zona de claros está resuelta a base de columnas de acero en sección cruz, las cuales a su vez se apoyan en cajones de cimentación de concreto armado (Fig. 1.10), con profundidad de desplante de 3.0 m.; complementados con pilotes de fricción desplantados a una profundidad de 46 m.

Estos cajones de cimentación tienen dimensiones variables, dependiendo de los requerimientos específicos de la sección del puente; de 7.0 m x 7.0 m, de 8.0 m x 10.0 m y 10.0 m x 13.0 m, todos para dos columnas.

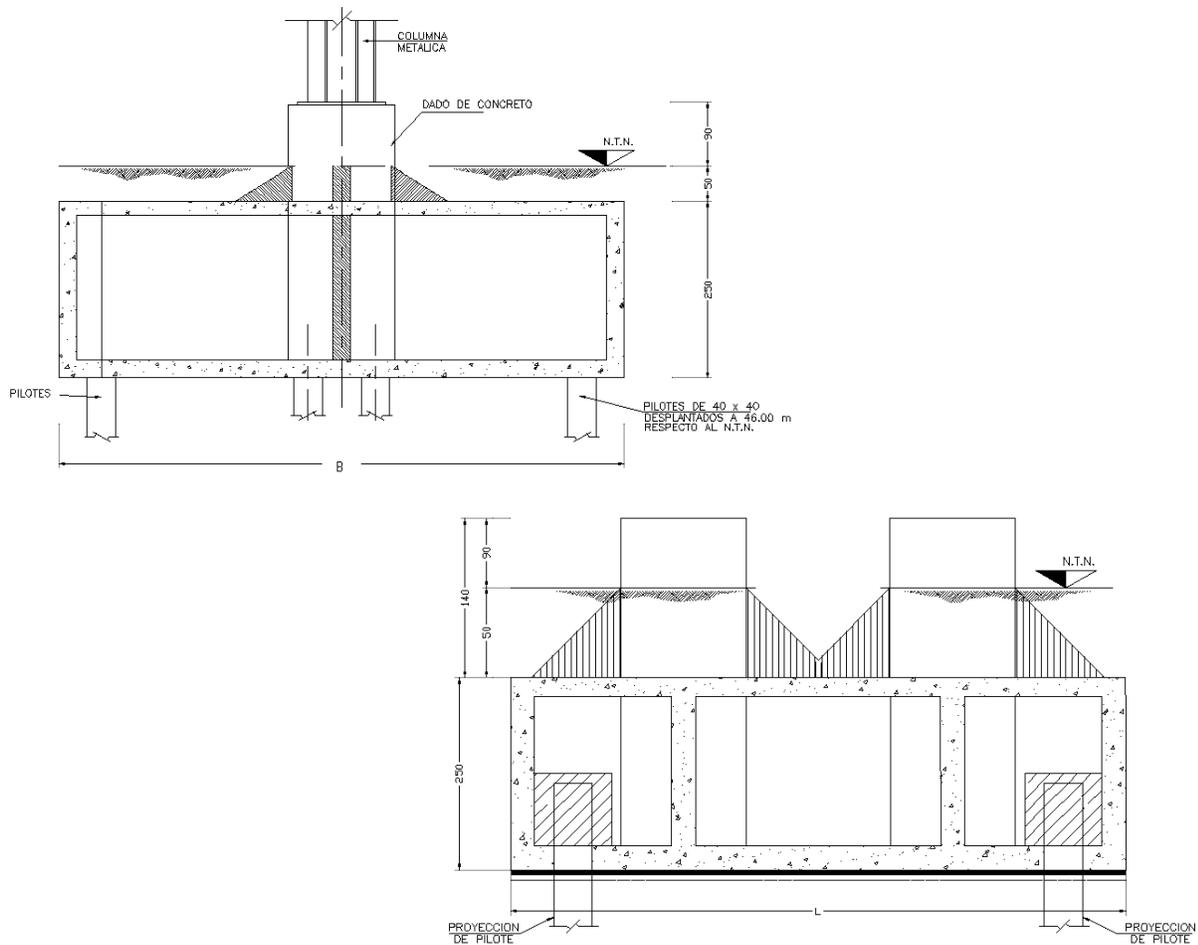


Fig. 1.10 Cajón de cimentación con pilotes de fricción.

**Materiales.**

*Concreto armado.*- Los materiales de diseño para los elementos estructurales son, en su mayoría, concreto clase 1 de  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , con acero de refuerzo  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  y módulo de elasticidad de  $E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ .

*Acero estructural.*- Para los elementos principales formados de acero estructural, éste será especificación A-572 grado 50, con  $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ .

*Tornillos.*- Todos los tornillos en las conexiones son de alta resistencia ASTM A-490.

*Soldadura.*- La soldadura será con electrodos de la serie E-70XX con bajo contenido de hidrógeno.

## CAPÍTULO II.- DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL SUBSUELO

Para diseñar una cimentación que soporte adecuadamente una estructura, un ingeniero debe conocer el tipo de depósitos de suelo que la soportarán. Además, los especialistas de cimentaciones deben recordar que el suelo, en cualquier sitio, con frecuencia no es homogéneo, es decir, el perfil del suelo varía constantemente. Las teorías de la Mecánica de Suelos contienen condiciones idealizadas, por lo que la aplicación de esas tesis a la Ingeniería de Cimentaciones implica la evaluación inteligente de las condiciones del sitio y de los parámetros del suelo. Hacerlo así, requiere de algún conocimiento de los procesos geológicos por los cuales el depósito del suelo fue formado, complementado por una exploración del subsuelo.

### II.1 El Suelo.

La corteza terrestre está compuesta principalmente por rocas cuya formación geológica ha tomado varios millones de años. Además, durante el mismo periodo la superficie rocosa ha sufrido una desintegración y una descomposición continuas mediante procesos de *meteorización*. Debido a la permanente exposición a los agentes naturales tales como inundaciones, actividad glacial y fuertes vientos, entre otros, gran parte de los residuos de roca fragmentada por la meteorización ha sido arrastrada, sometida a abrasión y a más fragmentación y eventualmente depositada, por ejemplo, a lo largo del curso de los ríos, en lagos y océanos y a lo largo del curso de los glaciares. Con los cambios climáticos y las fluctuaciones de los niveles medios del mar y de la superficie terrestre, este ciclo de erosión, transporte y formación de depósitos de los materiales producidos por la meteorización ha sido interrumpido, renovado y repetido innumerables veces durante decenas de miles de años.

Como resultado de lo anterior, gran parte de la superficie actual de la Tierra, el *lecho rocoso* relativamente inalterado, está cubierto por una acumulación de materiales sin cementación o muy poco cementados, a menudo de naturaleza y espesor altamente variables; este es el material que los ingenieros llaman **suelo**.

Es común la creencia de que el suelo es un agregado de partículas orgánicas e inorgánicas, no sujetas a ninguna organización. Pero en realidad se trata de un conjunto con organización definida y propiedades que varían vectorialmente. En la dirección vertical generalmente sus propiedades cambian mucho más rápidamente que en la horizontal. El suelo entonces, tiene *perfil*, y este es un hecho del que se hace abundante aplicación.

“Suelo” es un término del que hacen uso diferentes profesionales. La interpretación varía de acuerdo con sus respectivos intereses.

En el sentido general de la ingeniería, suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas. El suelo se usa como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería civil y sirve para soportar las cimentaciones superficiales. Por esto, los ingenieros civiles deben estudiar las propiedades del suelo, tales como



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

Todo el material contenido en esta tesis 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.

origen, distribución granulométrica, capacidad para drenar agua, compresibilidad, resistencia cortante, capacidad de carga y otras más.

### **II.1.1 Procesos de meteorización.**

La corteza terrestre es atacada principalmente por el aire y las aguas, siendo los medios de acción de estas sustancias sumamente variados.

La meteorización de las rocas es uno de los más importantes procesos geológicos, por que provee el material del cual se forman las rocas sedimentarias y produce el suelo. Los fragmentos de roca producidos por la meteorización son removidos por la erosión.

Así pues, la destrucción gradual de las masas de roca sólida durante largos periodos es atribuible a dos procesos principales: *meteorización mecánica (física)* y *meteorización química*.

#### ***Meteorización mecánica (física).***

Se denomina así al proceso de fragmentación física o desintegración de la masa de roca por agentes físicos, tales como cambios periódicos de temperatura, acción de la congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas, efectos de organismos, plantas, etc. Así pues, la meteorización mecánica se produce cuando la roca es reducida a fragmentos más pequeños sin que se produzca ningún cambio químico. La meteorización de la roca depende en alto grado del tipo de roca y del tiempo.

La fracturación inicial de la roca puede ser el resultado de esfuerzos inducidos por factores tales como la retracción debida al enfriamiento, la liberación de esfuerzo después de la remoción de una capa de material más superficial o el plegamiento y las fallas.

También, puede ser causada por alguno o por todos los factores siguientes, que actúan por periodos significativos.

- 1) Efectos climáticos.
- 2) Exfoliación.
- 3) Erosión por viento y lluvia.
- 4) Abrasión.
- 5) Actividad orgánica.

Una vez que la masa rocosa se ha fracturado, se incrementa su vulnerabilidad con respecto a otras formas de meteorización física o meteorización química. El agua que penetre en las fisuras puede experimentar ciclos de congelación y deshielo, los cuales aumentan de manera gradual la abertura de las fisuras y eventualmente causan la caída de fragmentos de roca. El movimiento de los glaciares sobre la superficie descubierta de la roca, las crecientes resultantes de las fuertes lluvias que arrastran grandes cantidades de residuos de roca y la acción del mar, que repetidamente golpea la costa, son fenómenos naturales que contribuyen en su momento, a la desintegración física de la masa rocosa y extienden la erosión y la abrasión de la superficie de la Tierra.

#### ***Meteorización química.***

Se denomina así al proceso de descomposición química de algunos o de todos los minerales que constituyen la masa rocosa por la acción de agentes que atacan a la roca modificando su constitución mineralógica o química. Puede incluir los siguientes procesos:

## Determinación de las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo

- 1) Oxidación.
- 2) Solución.
- 3) Lixiviación.
- 4) Hidrólisis.

El principal agente es desde luego, el agua y los mecanismos de ataque más importantes son la oxidación, la hidratación y la carbonatación; aunque los efectos químicos de la vegetación juegan un papel no despreciable. Estos mecanismos generalmente producen arcillas como último producto de descomposición.

Por ejemplo, el dióxido de carbono disuelto en las aguas de lluvia forma una solución diluida de ácido carbónico que puede atacar muchos de los minerales que comúnmente forman las rocas, o el oxígeno de la atmósfera y de las mismas aguas de lluvia puede causar oxidación, en particular en aquellas rocas que contienen hierro. Las aguas de lluvia que se infiltran a través de la capa vegetal pueden enriquecerla con ácido carbónico y oxígeno provenientes de la materia orgánica de descomposición o del humus.

Se calcula que solo ocho elementos contribuyen con más del 98% del peso de la corteza terrestre:

<b>Oxígeno</b> 46.6 %	<b>Silicio</b> 27.7%	<b>Aluminio</b> 8.1%	<b>Hierro</b> 5.0%
Calcio 3.6 %	Sodio 2.8 %	Potasio 2.6%	Magnesio 2.1 %

La mayor parte de los minerales que constituyen las rocas están compuestos de estos elementos en forma de silicatos metálicos y óxidos. En la Tabla 2.1 se resumen estos minerales, su composición química, su susceptibilidad a la meteorización química y el suelo principal que producen.

Mineral que forma la roca	Composición química	Susceptibilidad a la meteorización química	Suelo derivado principal
<b>Cuarzo</b>	Dióxido de silicio	Altamente resistente	Grava, arena y partículas de limo
<b>Ortoclasa</b>	Alumino-silicatos de potasio	Moderadamente susceptible	Partículas de mineral de arcilla de los grupos de la caolinita y la illita
<b>Plagioclasa</b>	Alumino-silicatos de sodio y calcio		
<b>Mica</b>	Alumino-silicatos de potasio, hierro y magnesio		
<b>Hornablenda</b>	Silicatos, principalmente de hierro y magnesio		
<b>Augita</b>		Altamente susceptible	
<b>Olivino</b>			

Tabla 2.1 Minerales que forman las rocas, susceptibilidad a la meteorización química y suelo derivado.

Todos los efectos anteriores suelen acentuarse con los cambios de temperatura, por lo cual es frecuente encontrar formaciones arcillosas de importancia en zonas húmedas y cálidas, mientras que son típicas de zonas más frías formaciones arenosas o limosas, más gruesas. En los

desiertos cálidos, la falta de agua hace que los fenómenos de descomposición no se desarrollen, por lo cual la arena predomina en esas zonas; allí los efectos de ciclos de tensiones y compresiones sobre las rocas, producidos por elevaciones y descensos periódicos y continuados de temperatura, son los mecanismos de ataque determinantes.

Los suelos son pues, depósitos de los productos secundarios de la meteorización de la corteza rocosa, de las rocas expuestas o suspendidas en la matriz de los suelos o de ambos. Como el material de suelo no consolidado constituye una gran parte de la superficie de la Tierra, tanto en los continentes como debajo de los océanos, lagos y otras áreas cubiertas por agua, pocos proyectos de ingeniería, con la probable excepción de la excavación de túneles en roca, pueden ser realizados sin encontrar algún tipo de suelo. Como generalmente es poco práctico llevar las cimentaciones hasta la roca situada debajo del manto de suelos, el apoyo de las cimentaciones de las estructuras en el suelo constituye uno de los aspectos más importantes de la ingeniería geotécnica.

### II.1.2 Formación del suelo por meteorización.

De acuerdo con el método de formación del depósito, los suelos pueden ser clasificados como suelos residuales o suelos transportados. Un **suelo residual** es aquel que se formó en su ubicación actual a través de la meteorización de la roca madre (o basal). Estos suelos están ampliamente repartidos en las áreas tropicales, en las que los glaciares no han estado presentes, como en zonas sudorientales y sudoccidentales de los Estados Unidos, la mayor parte de Australia, India, África y sur de Europa. Los depósitos de suelos residuales varían desde unos pocos centímetros a 100 o más metros de profundidad según la edad geológica.

Los **suelos transportados** se formaron por la meteorización de la roca en un lugar y que se encuentran ahora en otro. El agente de transporte puede ser

1. Agua (el principal agente de transporte).
2. Glaciares.
3. Viento.
4. Gravedad.

Los depósitos transportados por el agua, el viento y los glaciares están ampliamente repartidos. A menudo, los depósitos tienen asignados nombres indicativos del modo de transporte que los originó.

Los depósitos de lagos (Fig. 2.1) son también llamados depósitos *lacustres*. Las *arcillas estratificadas* son un tipo particular de depósito formado durante periodos glaciares a partir del derretimiento estacional del hielo, lo que aumenta temporalmente la velocidad de escurrimiento, de tal manera que se precipitan alternadamente capas de arena con capas de limo o arcillas limosas que sedimentan a velocidades bajas.



Fig. 2.1 Sección transversal de un depósito lacustre.

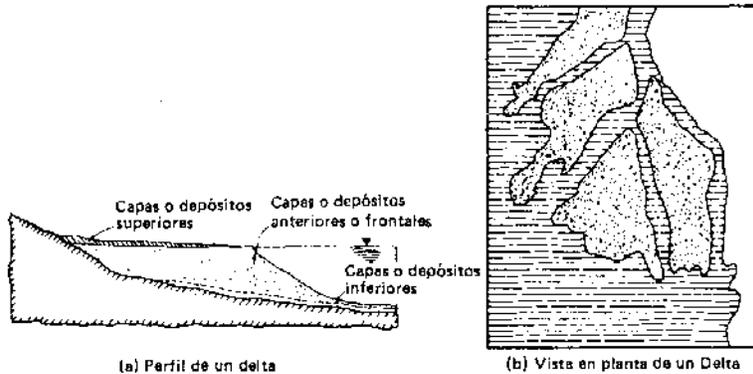


Fig. 2.2 Formación de un delta fluvial o lacustre.

Los *deltas* (Fig. 2.2) son sedimentos precipitados en las desembocaduras de corrientes en bahías, océanos o lagos. Los abanicos o *conos de deyección* son tipos similares de depósitos, pero se encuentran en áreas áridas en donde fluyen arroyos montañosos a amplios valles o hacia la llanura en la desembocadura del arroyo.

Los depósitos lacustres, marinos y deltaicos tienden a ser relativamente finos, con tamaños predominantes del limo y de la arcilla. La mayoría de estos depósitos serán sueltos y altamente compresibles. A veces se encuentra material orgánico y vetas de arena, de fina a medianamente gruesa. Algunos de estos depósitos alcanzan espesores de 75 a 150 m.

Los suelos deben, pues, su origen a una tal variedad de causas que excede todo poder de descripción detallada. El resultado de este concurso de causas, es una inmensa diversidad de tipos de suelos resultantes. También debe notarse que su formación ha ocurrido a través de las eras geológicas, tal como sigue ocurriendo hoy; en consecuencia, el hombre es completamente ajeno a la génesis del suelo, solo le toca manejarlo tal como la naturaleza se lo presenta.

## II.2 Estudios geotécnicos.

Un Estudio Geotécnico es el conjunto de actividades que permiten obtener la información geológica y geotécnica del suelo, necesaria para la realización de un proyecto de construcción. Este se realiza previamente al proyecto de toda obra civil y tiene por objeto determinar la naturaleza y propiedades del terreno, necesarios para definir el tipo y condiciones de cimentación más convenientes para cada caso particular.

Los Estudios Geotécnicos permiten, pues, llevar a cabo la preparación de las bases necesarias para el proyecto y ejecución de obras, técnica y económicamente correctas.

Para realizar el estudio geotécnico de un sitio, es indispensable partir del conocimiento detallado de su estratigrafía, para racionalizar la obtención de las muestras alteradas e inalteradas, después para la programación de pruebas de laboratorio, definición de criterios de análisis de estabilidad y comportamiento y finalmente para la selección del procedimiento constructivo.

De acuerdo a lo anterior, el estudio geotécnico se construye con la base de una adecuada exploración del subsuelo.

### II.2.1 Programa de exploración del subsuelo.

Es ineludible la necesidad de contar, tanto en la etapa de proyecto como durante la ejecución de la obra de que se trate, con datos firmes, seguros y abundantes respecto al suelo con el que se está tratando. El conjunto de estos datos debe llevar al proyectista a adquirir una concepción razonablemente exacta de las propiedades físicas del suelo que hayan de ser consideradas en su análisis.

El proceso de identificar las capas o estratos de depósitos que subyacen bajo una estructura propuesta y sus características físicas se denomina *exploración del subsuelo*. Su propósito es obtener información que ayude al ingeniero geotécnico en:

- a. Seleccionar el tipo y profundidad de la cimentación adecuada para una estructura dada.
- b. Evaluar la capacidad de carga de la cimentación.
- c. Estimar el asentamiento probable de una estructura.
- d. Detectar problemas potenciales de la cimentación (por ejemplo, suelo expansivo, suelo colapsable, relleno sanitario, etc.).
- e. Determinar la localización del nivel freático.
- f. Predecir el empuje lateral de tierra en estructuras, como muros de retención, tablestacados y cortes arriostrados.
- g. Establecer métodos de construcción para condiciones cambiantes del subsuelo.

También puede ser necesaria cuando se contemplan adiciones o alteraciones a estructuras existentes.

Por lo anterior, el paso preliminar esencial para el diseño y la construcción de un proyecto de ingeniería civil es la investigación completa y detallada del lugar seleccionado, para así identificar las condiciones del subsuelo del sitio propuesto para determinar si es adecuado y, establecer su capacidad para soportar la estructura propuesta evitando esfuerzos y deformaciones indebidos. En el caso de obras construidas con suelo, también se necesita verificar si el material de relleno es adecuado y seleccionar el método de construcción más apropiado. El tamaño y tipo de proyecto afectará a los alcances de una investigación, pero siempre existe la necesidad de llevarla a cabo; aún la obra más pequeña amerita algún tipo de investigación de campo.

Una investigación de campo para un proyecto de mediano a grande consiste de varias etapas. Todas ellas se interrelacionan y se pueden traslapar o llevarse a cabo en distintas secuencias para diferentes tipos de lugares y proyectos. El proceso general puede ser recursivo, es decir, que los datos de una etapa pueden necesitar de más elaboración en otras etapas continuando así esta secuencia aún hasta después de la terminación del contrato.

La exploración del subsuelo comprende varias etapas, que de manera general son: la recolección de información preliminar, el reconocimiento y la investigación del sitio.

### **II.2.1.1 Recolección de información preliminar.**

Esta etapa incluye la obtención de información respecto al tipo de estructura por construir y su uso general. Para la construcción de edificios deben conocerse las cargas aproximadas y el espaciamiento de las columnas, así como el reglamento local de construcción, etcétera. La construcción de puentes requiere la determinación de la longitud del claro y las cargas en pilares y estribos.

Una idea general de la topografía y del tipo de suelo que se encontrará cerca y alrededor del sitio propuesto se obtiene de las siguientes fuentes.

- ✓ Mapas de levantamientos geológicos.
- ✓ Reportes de suelos.
- ✓ Información hidrológica del lugar, que incluye los registros de flujo de corrientes, etc.

La información así obtenida es sumamente útil en la planeación de una investigación del sitio. En algunos casos se logran ahorros considerables si se detectan de antemano problemas que pueden luego encontrarse en el programa de exploración.

Así pues, es esencialmente la reunión de una amplia gama de información en relación con el lugar, por ejemplo, mapas y dibujos, detalles del desarrollo actual o histórico, informaciones de las autoridades locales, mapas, memorias y registros geológicos, detalles de las redes eléctricas y demás servicios, restricciones, derechos de vía, estado legal de las propiedades adyacentes, fotografías aéreas, etcétera.

### **II.2.1.2 Reconocimiento del lugar.**

Se aconseja mucho una visita temprana del lugar por los expertos idóneos, por ejemplo, geólogo, topógrafo, ingeniero de mecánica de suelos, hidrólogo, etc. Se debe reunir la información acerca de la disposición general del lugar, su topografía y geología básica, detalles de accesos, restricciones de entrada y altura. Se deben examinar las condiciones locales como clima, corrientes de agua, condiciones del agua subterránea, uso del lugar en relación con el clima y la época del año. Se deben mantener, hasta donde sea posible, registros fotográficos.

El ingeniero debe siempre hacer una inspección visual del sitio para obtener información sobre:

- ✓ La topografía general del sitio.
- ✓ Tipos de construcciones vecinas y existencia de grietas en muros u otros problemas.

La naturaleza de la estratificación y propiedades físicas de los suelos vecinos se obtienen de reportes disponibles de la exploración del suelo para estructuras existentes.

### **II.2.1.3 Investigación del sitio.**

La investigación del subsuelo constituye una de las etapas del estudio geotécnico general de un lote que se realiza para determinar si un sitio es apropiado para una obra de ingeniería determinada y para poder preparar su diseño adecuado y económico.

Por lo general, la investigación del subsuelo se lleva a cabo después de estudiar la información existente en los archivos y documentos disponibles y de realizar un reconocimiento preliminar del terreno. También es conveniente llevar a cabo una investigación del subsuelo cuando se necesite determinar la seguridad de una obra de ingeniería existente o cuando ya se haya producido una falla.

Los objetivos principales de la investigación del subsuelo son:

- a) Determinar el origen y naturaleza de los depósitos (historia reciente de rellenos o excavaciones, inundaciones y geología local).
- b) Establecer el perfil del suelo en el sitio, determinando la secuencia de los estratos en función de la profundidad, su espesor, así como la composición y continuidad lateral de cada estrato que compone dicho perfil.
- c) Determinar, si es necesario, la ubicación y profundidad del lecho rocoso. La calidad de la roca basal también puede determinarse, pero esto se hace solo cuando es necesario debido a los costos excesivos de la perforación en roca comparados con la del suelo.

- d) Obtener información con respecto a las características del nivel freático en el sitio. Esto es, determinar la ubicación y variación del nivel de agua del subsuelo o determinar que dicho nivel no se encuentre en la zona de interés del diseño.
- e) Obtener la cantidad y los tipos de muestras del suelo, alteradas y/o inalteradas, necesarias para inspección, clasificación y para determinar las propiedades ingenieriles requeridas en el diseño, mediante ensayos de resistencia y/o deformación, en el laboratorio.

La exploración del subsuelo consiste primordialmente entonces en la planeación, desarrollo de sondeos de prueba y recolección de muestras del suelo a los intervalos deseados para subsecuentes observaciones y pruebas de laboratorio. Dicha exploración se hace mediante pozos de inspección y/o sondeos (perforaciones). La localización y el espaciamiento entre los pozos de inspección o los sondeos deben escogerse de tal manera que permitan destacar las condiciones geotécnicas de los puntos de dificultad o importancia ingenieril especiales, además de aportar información sobre las condiciones geotécnicas del terreno como un todo. Para lograr este objetivo a veces puede necesitarse escalonar o modificar el programa de exploración a la luz de los resultados de las perforaciones iniciales, o puede requerirse un muestreo continuo que permita establecer donde deberá concentrarse la exploración. La profundidad de exploración mínima aproximada requerida de los sondeos debe ser predeterminada; depende del tamaño y del tipo de la obra de ingeniería que se piensa construir, pero, como regla general, la exploración deberá realizarse hasta la profundidad donde el incremento de esfuerzos deje de ser significativo y la presencia de un suelo compresible no contribuya de manera considerable al asentamiento de la obra propuesta. En caso de encontrar roca, es aconsejable penetrar al menos 3 m en más de una perforación para establecer si corresponde a un verdadero lecho rocoso y que no se trata de un gran canto aislado. La profundidad puede ser cambiada durante la operación de barrenado dependiendo del subsuelo encontrado.

Debe determinarse en especial la carga admisible del terreno, es decir, aquella presión para la cual los asentamientos diferenciales de la estructura se mantienen dentro de los límites permisibles, quedando además garantizada la seguridad frente al hundimiento. Es importante que el reconocimiento abarque todas las capas que puedan tener influencia sobre los asentamientos y la estabilidad de la obra.

Además de la descripción de los estratos deben representarse gráficamente los resultados de los sondeos. El dibujo a escala de los diferentes niveles facilita la rápida apreciación de la estratificación del terreno, la posición de las muestras tomadas y la situación del nivel freático. Dicha representación suele hacerse en forma de columna estratigráfica.

### **II.2.2 Muestreo del suelo.**

El paso más importante en la investigación detallada es la obtención de muestras de los suelos que componen las capas atravesadas por los sondeos o puestas de manifiesto en los pozos de reconocimiento. Según la forma de su extracción las muestras se denominan *alteradas* o *inalteradas*.

#### **II.2.2.1 Muestras alteradas.**

Las muestras alteradas son aquellas en las cuales la macroestructura y la textura del suelo han sido seriamente distorsionadas o destruidas por completo, pero en las cuales la distribución de tamaño de las partículas sigue siendo representativa del suelo *in situ*. Las muestras alteradas en su mayor parte se utilizan en los ensayos de identificación y clasificación geológica y geotécnica del estrato de suelo.

Son las muestras que se extraen normalmente mediante muestreo en las perforaciones o sondeos y en la excavación de pozos; y que están *más o menos* remoldeadas o sueltas, habiendo variado su humedad. Así entonces, una muestra alterada podrá informar sobre la composición del suelo, su granulometría, su sensibilidad al agua (parcialmente), pero no sobre su resistencia.

### **II.2.2.2 Muestras inalteradas.**

Son muestras de suelo que conservan la macroestructura natural, la misma densidad y el mismo contenido de humedad que el suelo *in situ*; son necesarias cuando se quieren determinar en laboratorio las características mecánicas y resistentes del suelo, es decir, los parámetros de consolidación o de resistencia al corte necesarios en los análisis de asentamientos y de estabilidad. La toma de muestras debe realizarse cuidadosamente en forma que, sobre todo, no se modifique la densidad del suelo.

Además de su buena calidad, estas muestras inalteradas deben ser representativas de la masa de suelo en el campo. Por consiguiente, en los suelos que presentan una estructura laminada, fisurada, con pequeñas incrustaciones o discontinuidades, la muestra deberá ser suficientemente grande para incluir un patrón representativo de tal estructura.

Es imposible obtener muestras completamente inalteradas, pues la remoción de una porción de suelo del terreno produce cambios en los esfuerzos del suelo que alteran la estructura en cierto grado. Las mejores "muestras inalteradas", como se mencionó anteriormente, son aquellas en que la humedad y la composición no sufren cambios y la relación de vacíos y la estructura sufren el menor cambio posible.

La toma directa de un trozo de suelo excavado a mano cuidadosamente, es, comúnmente, la mejor muestra inalterada que se pueda obtener.

El pozo que se hace para tomar la muestra no solamente permite obtener una muestra inalterada, sino que también es una "ventana" a través de la cual se puede observar la estructura del suelo en el propio lugar. El examen visual de los estratos de suelo que han quedado al descubierto por la excavación, permite observar la disposición, uniformidad e inclinación de los mismos.

### ***Toma de muestras inalteradas profundas.***

Se han inventado muchos aparatos para obtener muestras inalteradas en sondeos profundos pero no todos los tipos han tenido éxito en todos los suelos. La calidad de inalterada de una muestra depende de los siguientes factores:

- 1) Desplazamiento el suelo por el muestreador.
- 2) Método para introducir el muestreador en el terreno.
- 3) Rozamiento en la cara interior del muestreador.
- 4) Compresión del suelo debida a la presión de la sobrecarga de tierra.
- 5) Manipulación y almacenaje de las muestras hasta ser ensayadas.

El desplazamiento del suelo por las paredes del muestreador es probablemente la causa de alteración más importante. El suelo es forzado hacia los lados y hacia arriba, lo cual lo distorsiona severamente y cambia su estructura. Esto se puede aminorar excavando alrededor de la muestra, usando en el muestreador un borde cortante fino y largo y haciendo que el área transversal de las paredes del muestreador sea la menor posible.

Un borde cortante fino y afilado aminora el desplazamiento, aunque se daña fácilmente por la grava y las vetas duras, por lo que solo se puede usar en estratos blandos continuos.

El mejor método para introducir el muestreador en el terreno es forzándolo con un movimiento continuo y uniforme como el del equipo hidráulico de la máquina perforadora o por medio de un aparejo diferencial que tire contra anclajes que se hayan fijado en el terreno.

Se han desarrollado muchos tipos de equipos con objeto de reducir a un mínimo las alteraciones de las muestras; sin embargo, la importancia relativa de los factores de alteración difiere con el suelo, la profundidad y el agua subterránea. Por lo tanto, en la fabricación de un muestreador se debe tender a armonizar todos esos factores.

Finalmente, el número de muestras de suelo, alteradas o inalteradas, que deben tomarse depende de la uniformidad del estrato que se analiza. Un suelo perfectamente homogéneo requiere solamente una muestra de tamaño suficiente para los ensayos necesarios, pero esto no es lo común, pues la mayoría de los suelos distan mucho de ser uniformes. La fluctuación de las variaciones en las propiedades del suelo se puede determinar por los resultados de la investigación exploratoria. Se seleccionan los puntos típicos y los puntos extremos dentro del estrato, usando los registros de sondeos y los gráficos de resistencia a la penetración, humedad, límites de Atterberg y resistencia a compresión sin confinar.

### **II.3 Estudio del sitio de interés.**

#### **II.3.1 Aspectos geológicos.**

El Puente Vehicular Chimalhuacán se encuentra ubicado en el límite del Distrito Federal y el Estado de México, perteneciente a la Delegación Iztacalco y al Municipio de Nezahuacóyotl respectivamente; zona perteneciente a la cuenca lacustre del Valle de México, de la que a continuación se describe su formación, la de los suelos presentes y características principales.

##### **II.3.1.1 La Cuenca del Valle de México.**

El conocimiento alcanzado sobre la estratigrafía del subsuelo del Valle de México ha sido un importante logro de numerosos estudiosos del tema, destacando los trabajos de Bryan, Arellano, Zeevaert, Marsal, Mazari y Mooser.

La Cuenca de México constituye un gran vaso natural azolvado. La enorme cortina natural que represó el vaso esta representada por los basaltos de la Sierra del Chichinautzin situada en el Sur, misma que se extiende entre la Sierra de Zempoala en el Oeste y las bases del Popocatepetl en el Este, apoyándose en el centro en el macizo del Tepozteco. Por otra parte, los rellenos del vaso están constituidos en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes, y de la erosión de las dos grandes sierras laterales y la Sierra de Pachuca, que se eleva en la cola del vaso; y en su parte superior, por arcillas lacustres producto de la depositación de las cenizas de los numerosos volcanes del Sur, activos en los últimos 700 000 años.

##### ***La formación de la Cuenca.***

La condición actual del relleno de la Cuenca de México es el resultado de procesos geológicos, volcánicos y tectónicos que se iniciaron en el Terciario Medio, a mediados del Oligoceno. Es entonces que, de acuerdo con los conocimientos actuales, puede fijarse el comienzo

de la subducción de la Placa de Cocos en el Pacífico, debajo de la masa continental meridional de México. La placa al hundirse hasta una profundidad de 100 km en el Manto Superior, produjo una primera faja volcánica representada entre otras por las vulcanitas en el área de Temascaltepec, Taxco, Iguala y probablemente Oaxaca. Posteriormente, posiblemente por un cambio en el ángulo de subducción (ángulo más suave), la disolución de la placa produjo los magmas que han constituido a partir del Mioceno Medio el gran conjunto de rocas volcánicas que forman la moderna Faja Volcánica Transmexicana. Es en el centro de dicha faja que se sitúa la Cuenca de México (Fig. 2.3).

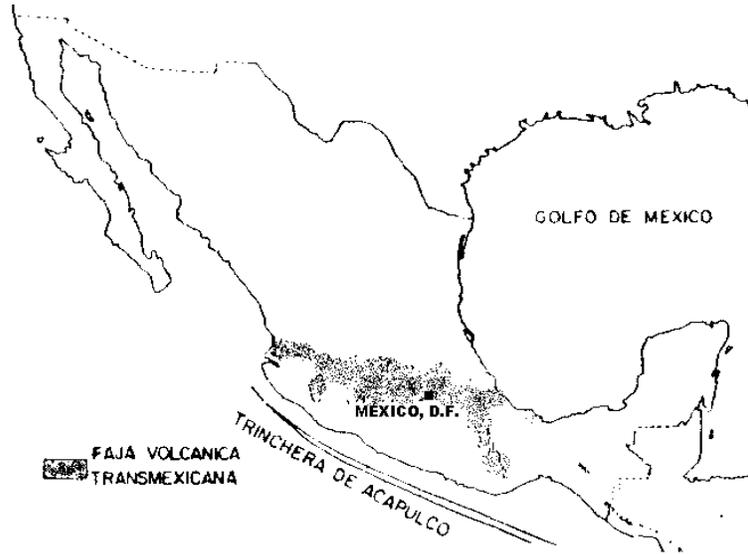


Fig. 2.3 Localización del Distrito Federal en la Faja Volcánica Transmexicana.

A continuación, se describe la Geología del sureste de la Cuenca de México, que es precisamente el espacio en el que se encuentra la Ciudad de México.

A raíz de los esfuerzos tectónicos que se ejercieron desde principios del Terciario, se abrieron grietas por las que fluyeron lavas y se formaron grandes aparatos volcánicos. El contenido petrográfico de los materiales desplazados es muy variado, encontrándose andesitas basálticas, andesitas francas con anfíbolos y piroxenas, dacitas y latitas. Este basamento volcánico está representado por la Sierra de Xochitepec, ubicada al oeste de Xochimilco y al pie del Ajusco, ya que se compone enteramente de depósitos típicos del Terciario Medio. Afloramientos de esta especie aparecen en la parte inferior de las sierras que limitan la cuenca al este y al oeste, así como también en el núcleo de la Sierra de Guadalupe. Se estima que su espesor es mayor de 1500 m, siendo visibles unos 800 m en las bases del Iztaccíhuatl y del Ajusco.

Casi a finales del Mioceno se formaron las Sierras de Pachuca, de Tepotzotlán, de Guadalupe, del Patlachique y del Tepozán, consistentes en estrato-volcanes menores y medianos de composición andesítica y dacítica así como de domos esencialmente dacíticos. El conjunto de estas sierras constituye el grupo de las Sierras Menores.

Al parecer, la actividad volcánica decreció a fines del Mioceno y fue seguida por un periodo de erosión intensa que regularizó el relieve abrupto del terreno, a juzgar por la superficie final que se destaca en la Sierra de las Cruces, a una altura de 1000 m sobre el fondo del Valle.

Tanto en la región de Pachuca como en la Sierra de Guadalupe, se inicia en el Plioceno una nueva etapa de actividad volcánica caracterizada por la emisión de grandes masas de lavas ácidas, dacíticas y riolíticas, localizadas hoy en las cimas de las sierras, particularmente en el Cerro del Chiquihuite, que da el nombre a esta serie.

Subsecuentemente aparecen los derrames andesíticos que crearon las elevadas Sierras al Este y al Oeste de la Cuenca de México, la Sierra Nevada y la Sierra de las Cruces respectivamente; cubiertas posteriormente por las lavas de la serie andesítica del Iztaccíhuatl y del

Ajusco. Estas sierras, esencialmente de lavas porfidoandesíticas, son el producto de numerosos estrato-volcanes mayores de prodigiosa eruptividad. La formación de Tarango, consistente en piroclásticos depositados a los pies de estas sierras, es testigo de dicha actividad explosiva. También pertenecen a este grupo Pliocénico, los restos visibles de volcanes compuestos de andesitas oscuras, como los cerros del Peñón de los Baños, El Tigre y las prominencias al sureste de la Sierra de Guadalupe.

Hacia el Plioceno Superior, en que predominaba un clima semiárido, lluvias torrenciales erosionaron el relieve abrupto, depositando en los flancos poniente y oriente de la Cuenca, extensos abanicos aluviales integrados por fragmentos andesíticos angulosos, arenas y limos, producto de la destrucción de los complejos volcánicos del Terciario Medio y Superior. Esta es la formación que Bryan denominó Tarango, cuya característica descollante es la ausencia de lavas; en consecuencia se le considera posterior al vulcanismo del Plioceno. Probablemente siguieron desarrollándose abanicos aluviales hasta el Pleistoceno Inferior.

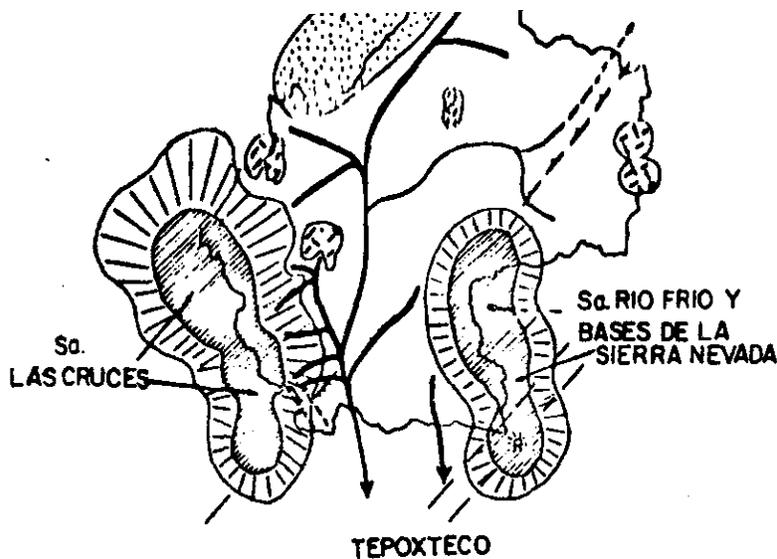


Fig. 2.3 Antiguo drenaje de la Cuenca de México.

y los dos valles principales que desaguaban por el sur, en el río Amacuzac. Uno de estos valles, el occidental, tenía sus cabeceras en Pachuca, pasaba por el lugar hoy ocupado por la Ciudad de México y llegaba a Cuernavaca, al oeste de la Sierra del Tepozteco; el segundo, recorría el pie de la Sierra Nevada, atravesaba Chalco y Amecameca para alcanzar la cuenca del Alto Amacuzac en Cautla (Fig. 2.3). Son manifestaciones de la erosión ocurrida en el Pleistoceno, los cañones de Contreras y San Rafael.

Contemporáneamente al desarrollo de la red fluvial antes descrita, hacia fines del Plioceno, se iniciaron las erupciones volcánicas en el norte de la cuenca que cubrieron los valles con gruesas capas de basalto y pómez. Poco a poco la actividad se desplazó hacia el sur, creándose los cerros de Chiconautla, Chimalhuacán y La Estrella. Así mismo, un cambio en el régimen tectónico formó fracturas dirigidas esencialmente W – E en la zona de La Malinche al Norte de Toluca y en el espacio intermedio de la Cuenca de México. Este tectonismo dio origen primero a andesitas, enseguida a andesitas basálticas y finalmente abrió paso a potentes efusiones lávicas, grandes masas de basaltos que construyeron la Sierra del Chichinautzin, de unos 2 000 m de espesor y un volumen aproximado de 1 000 km<sup>3</sup> de lava. Esta sierra caracterizada en la superficie por más de 120 conos cineríticos, cerró el drenaje hacia el sur transformando el Valle de México en una cuenca cerrada.

Nuevos impulsos tectónicos ocurridos en el Pleistoceno, iniciaron un último ciclo de vulcanismo, cuyas manifestaciones aún persisten en nuestros días. Las facturas por las que surgieron las lavas están orientadas de SW a NE. El clima húmedo y frío de este periodo y la formación de grandes glaciares en el Iztaccíhuatl y el Popocatepetl, causaron la destrucción de gran parte de los depósitos de la formación de Tarango, labrando profundas barrancas

En la siguiente figura se muestra la formación de la Cuenca del Valle de México a través de los tiempos geológicos en se originaron, los aparatos volcánicos que la delimitan.

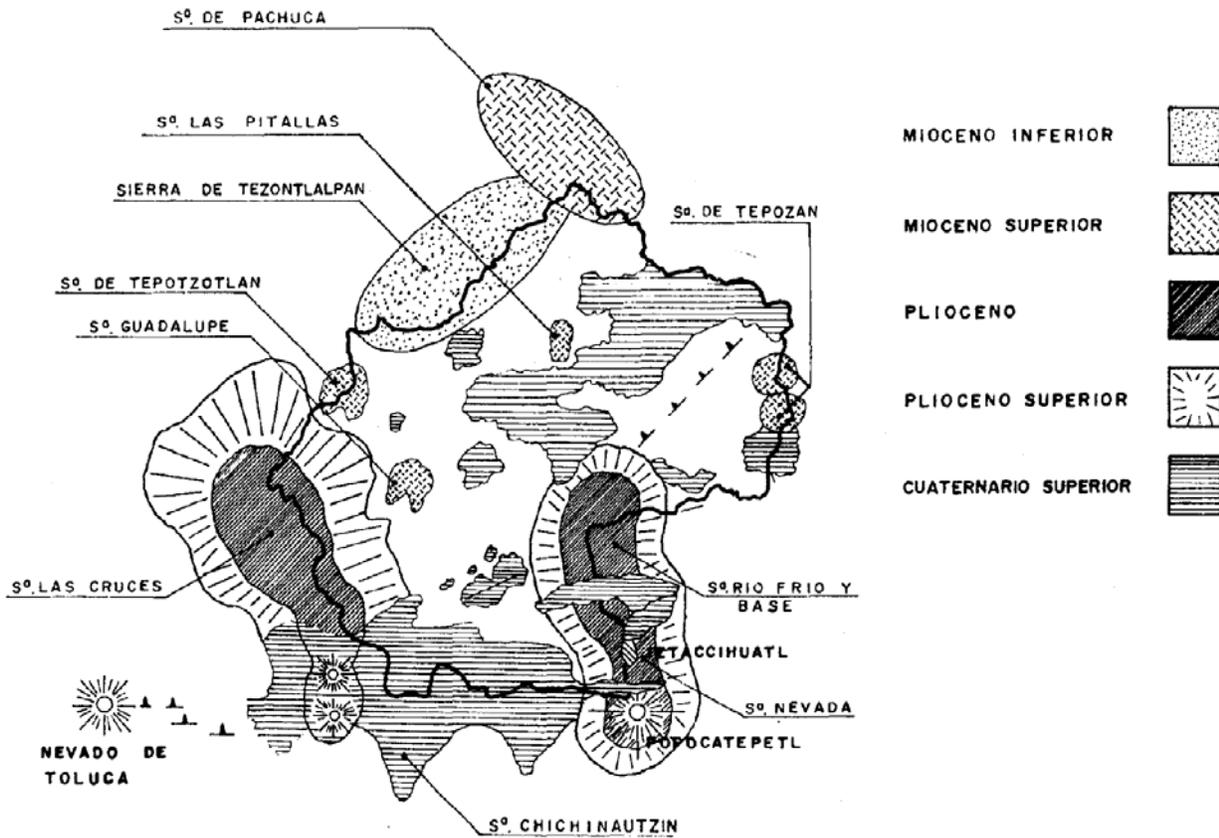


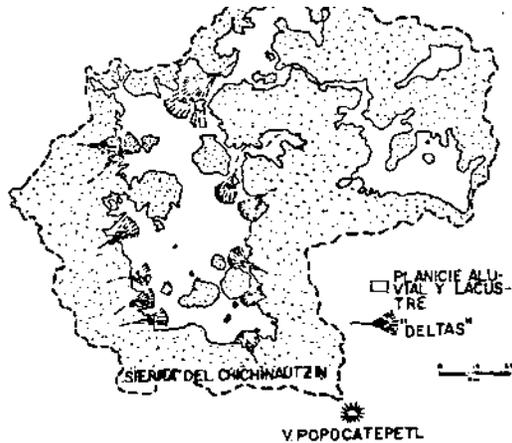
Fig. 2.4 Desarrollo volcánico de la Cuenca del Valle de México.

### ***Relleno cuaternario de la Cuenca de México.***

A consecuencia de esta obstrucción, los depósitos fluviales se acumularon en las barrancas y regularizaron rápidamente la topografía abrupta que se había generado por erosión. A estos depósitos se les denomina serie clástica fluvial y aluvial del Pleistoceno; su rasgo saliente es la gran cantidad de elementos redondeados, incluidos en una matriz arenosa.

Se puede generalizar, entonces, 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. Los primeros son consecuencia de la depositación de partículas finas en lagos y los segundos de la acumulación de cenizas volcánicas o aluviones, así como la influencia de secado de suelos blandos expuestos al calor solar.

Las erupciones de la Sierra de Chichinautzin se produjeron de acuerdo a mediciones paleomagnéticas en los últimos 700 000 años. Una vez cerrado el espacio entre el Popocatepetl y la Sierra de Zempoala en el Sur y las cabeceras del sistema hidrográfico por Pachuca en el Norte, este se fue azolvando rápidamente. Se puede imaginar que cada río que descendía de las sierras



fue formando hacia las partes profundas de la Cuenca un abanico de deyección de clásticos que guardaba semejanza con una delta fluvial. Así es posible suponer en el subsuelo del espacio de la futura Ciudad de México potentes abanicos de gravas y arenas formados por el Río Hondo, el Río Mixcoac, el Río Contreras y el Río fósil del Ajusco (por estar sepultado por lavas). En otras partes de la Cuenca, el Río de las Avenidas de Pachuca, el Río de Cuautitlán, el Río de Teotihuacán y el Río de la Compañía, para no mencionar más que los mayores, fueron formando también deltas importantes (Fig. 2.5).

Fig. 2.5 Abanicos de clásticos en las márgenes del relleno.

Las partes centrales de la Cuenca (Fig. 2.6) alejadas de los bordes, eventualmente fueron llenándose con depósitos limo-arenosos, los cuales se interestratificaron con suelos y capas de cenizas y pómez provenientes de las erupciones volcánicas originadas principalmente en el Sur. A medida que se llenaba más y más la Cuenca fueron apareciendo lagos, principalmente en las partes centrales bajas y en el Sur (Fig. 2.7).

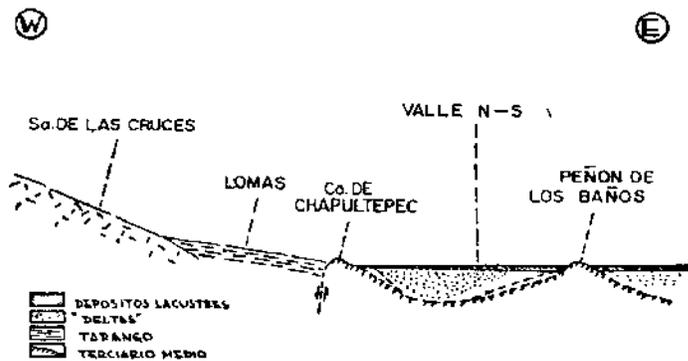


Fig. 2.6 Sección Oeste – Este, a través de la Ciudad de México.

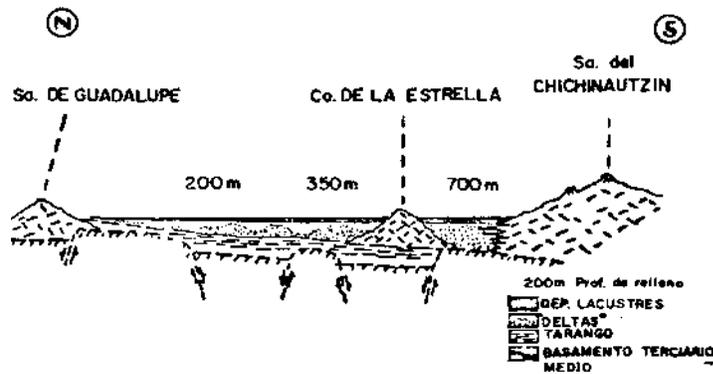


Fig. 2.7 Sección Norte – Sur en el Oeste de la Ciudad de México.

Finalmente, en las épocas glaciales de los últimos 100 000 años, y debido a las lluvias abundantes pudieron formarse cuerpos de agua importantes, que a menudo se unían en un solo gran lago.

En relación a los lagos pleistocénicos y recientes (Fig. 2.8) puede establecerse una división en dos:

- a) Lagos formados en las partes bajas, que constituyeron vasos de evaporación y por ello fueron salobres, se trata de los lagos de Xaltocan y Texcoco.
- b) Lagos que se formaron al pie de la Sierra del Chichinautzin, que fueron nutridos continuamente por manantiales prolíficos y que por ello fueron de agua dulce, hablamos de los lagos de Xochimilco y Chalco.

El antiguo Lago de Tenochtitlán, así como también el de Zumpango, representa un caso intermedio, habiendo sido casi siempre dulce debido a los manantiales de Chapultepec y Tlalpan y a las importantes aportaciones de arroyos de las Lomas. Sin embargo, su límite oriental con el Lago de Texcoco fue siempre dinámico, avanzando y retrocediendo las aguas salobres del último de acuerdo con el régimen de lluvias.



Fig. 2.8 Conjunto de Lagos de la Cuenca de México.

### ***Aspectos Principales de la formación de los suelos de la Cuenca del Valle de México.***

#### ***Marco geológico.***

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

**Marco Paleoclimático.**

El clima uniformemente cálido y a menudo desértico del Plioceno, en las latitudes de la Meseta Central Mexicana, cedió a climas cambiantes y extremos del Pleistoceno. Las causas de esta mutación, que afecto a la Tierra hace 2 millones de años, aún se desconocen.

Principió el cambio con ligeras oscilaciones de periodos calurosos a fríos, los que se fueron acentuando hasta hace 1 millón de años (Fig. 2.9), cuando se inició una primera gran glaciación (Nebraska) con una duración aproximada de 100 000 años. Siguió un lapso de clima caluroso, el cual cedió renovadamente a un segundo periodo de glaciación prolongada (Kansas). Entonces se produjo un lapso extenso de clima caliente de unos 200 000 años. Este intervalo se denomina en Norteamérica el *Yarmouth* o el *Gran Interglacial*; imperó hace 400 000 a 600 000 años en todo el orbe.

Años antes de hoy	Periodo
$10^3$	4o Holoceno - Reciente
$80-10 \times 10^3$	4a Glaciación: Wisconsin 3 avances
$100-80 \times 10^3$	3er Interglacial: Sangamon
$300-100 \times 10^3$	3a Glaciación: Illinois 2 avances
$600-400 \times 10^3$	2o Interglacial: Yarmouth
?	2a Glaciación: Kansas
?	1er Interglacial
$\sim 900 \times 10^3$	1a Glaciación: Nebraska

Fig. 2.9 Periodos Glaciales e Interglaciales.

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

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 periodos de glaciación, el *Illinois* y el *Wisconsin* y dos interglaciales, el *Yarmouth* y el *Sangamon*.

Varias investigaciones han permitido comprobar en el espacio de las Lomas, depósitos formados por glaciares pertenecientes al *Illinois*. Debajo de las *arenas azules* de Santa Fe, especialmente en la mina de Totolapa, se descubrieron restos de depósitos morrenicos, además de superficies pulidas en roca atribuibles a la acción glacial, en pequeños domos formados en el Pleistoceno Medio. Estos indicios de glaciación son anteriores a 170 000 años (*Illinois Inferior*). Aún más, arriba de las mismas *arenas azules* hay otras morrenas más jóvenes que se asignan al avance del *Illinois Superior*.

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

Hay que señalar que todas las manifestaciones glaciales descritas sobreyacen a secuencias de suelos rojos del tipo Interglacial o sea el *Yarmouth*. Este horizonte indicador paleoclimático define los fenómenos de origen glacial como pertenecientes a la Tercera Glaciación.

Uno de los productos típicos acompañado de la existencia de glaciares son los suelos eólicos. Las llamadas brisas del valle y montaña que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciales, transformándose en vendavales. Es casi seguro que estos fuertes vientos acarreaban importantes volúmenes de partículas de polvo volcánico alterado al Valle. Al precipitarse este polvo llamado *loess* en el Lago, se hidrataba fácilmente creando las conocidas arcillas lacustres del valle; con este mecanismo se interpreta hoy que las arcillas son producto principal de la alteración físico-química de loess glacial.

Así pues, dependiendo de las condiciones climáticas, húmedas o secas, glaciales o interglaciales, los lagos iban creciendo o reduciéndose. Así, los depósitos lacustres en el centro de la Cuenca, por el área al NW de Chimalhuacán, alcanzan un espesor de 70 a 80 m. Tal espesor va disminuyendo al E y al W, acusando debajo del Zócalo unos 60 m y desapareciendo al pie de las Lomas de Chapultepec. Intercalados en la formación de arcillas lacustres aparece entre 30 y 40 m una capa dura debajo de gran parte de la Ciudad de México, la cual desaparece hacia el centro del Lago de Texcoco. Esta capa es testigo de una época seca en la que se redujeron considerablemente los lagos centrales.

### **Marco Vulcanológico.**

Todo material contenido en los depósitos de la cuenca del Valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico.

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

Entre sus erupciones más espectaculares, ocurridas en el Pleistoceno Superior, destacan las conocidas arenas azules que irrumpieron al formarse la caldera del Cerro de San Miguel, hará 170 000 años, es decir, a mediados de la Tercera Glaciación. Al precipitarse los flujos piroclásticos sobre las superficies glaciales en las cumbres del volcán, el vapor producido generó lahares calientes que descendieron con velocidades extraordinarias, avanzando hasta distancias de 20 km del cráter, para terminar en las barrancas de Tarango, Tacubaya y San Ángel.

Así como se produjeron flujos piroclásticos y lahares calientes hubo también ocasiones en las que en el curso de la actividad volcánica resultaron lahares fríos (corrientes de lodo) arrastrando extraordinarios bloques de roca en una matriz areno-lodosa. Efectivamente, superpuesto a los depósitos de morrenas en Tacubaya y Tarango, se reconoce un potente lahar

ciclópeo que debe haber descendido de la región de Cuajimalpa a finales del avance glacial de *Illinois Inferior*, antes de la erupción de las arenas azules.

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

Relacionados con los periodos glaciales, especialmente a finales de ellos, están los deshielos, por los cuales crecieron arroyos y ríos caudalosos. Los deshielos generaron potentes depósitos fluviales que se reconocen hoy numerosos puntos de las Lomas, así como al pie de ellas en la transición a la planicie central, formando abanicos aluvio-fluviales ("Deltas").

### II.3.2 Estratigrafía y zonificación de la zona urbana.

Mediante exploraciones, efectuadas en su mayoría con objeto de estudiar cimentaciones de estructuras dentro de la Ciudad de México, se ha logrado una información bastante precisa de las características estratigráficas y mecánicas que presenta el subsuelo en el área urbana. Con estos datos, se le ha zonificado atendiendo principalmente a las propiedades de los materiales que se encontraron en sondeos perforados a una profundidad de 50 m o menor; en varios puntos, la exploración ha llegado hasta 100 m.

A continuación se presenta la zonificación del área urbana basada en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la cuenca: lacustres, aluviales y volcánicos. Las mencionadas zonas geotécnicas son:

- A. Zona I ó Zona de Lomas.
- B. Zona II ó Zona de Transición.
- C. Zona III ó Zona de Lago.

En la Fig. 2.10 se muestra dicha zonificación.

Como se ha visto, parte de la Ciudad esta asentada en las faldas de la Sierra de las Cruces, formadas por terrenos compactos, arenolimosos con alto contenido de gravas unas veces, y otras, por tobas pumíticas bien cementadas; al sur, la urbe invade el derrame basáltico de El Pedregal. Esta zona por su altitud relativa se denomina **Zona de Lomas**.

Esta zona, presenta generalmente condiciones favorables para cimentar estructuras; la capacidad de carga del terreno es elevada y no existen capas de arcilla compresibles que puedan ser causa de asentamientos diferenciales de gran magnitud. Sin embargo, debido a la explotación de minas de arena y grava, muchos predios están cruzados por galerías, a diferentes profundidades, las cuales suelen tener un desarrollo caprichoso.

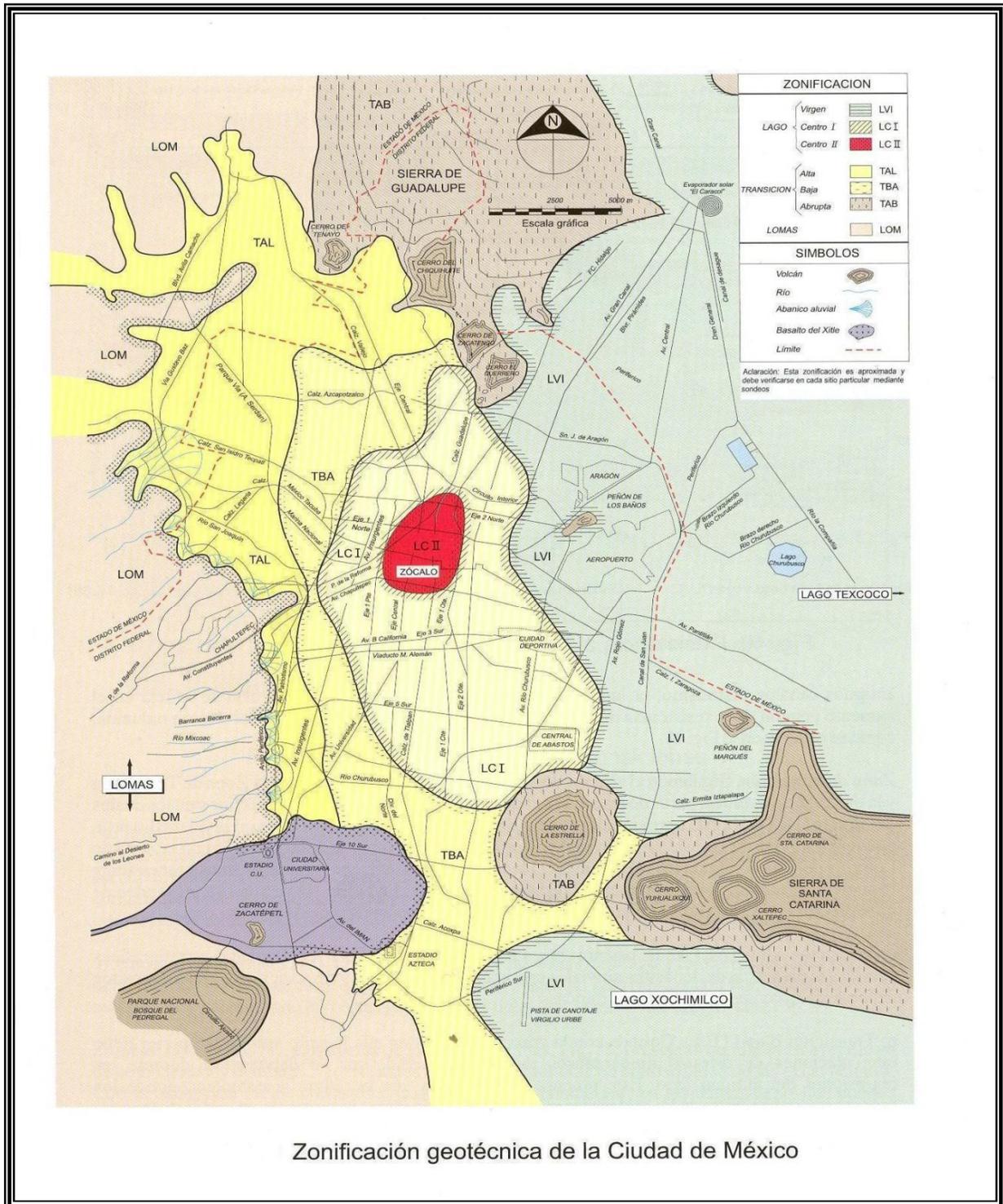


Fig. 2.10.

Entre las serranías del poniente y el fondo del Lago de Texcoco, se presenta la **Zona de Transición**, en donde las condiciones estratigráficas del subsuelo varían en forma extraordinaria de un punto a otro del área urbanizada. En general, se tienen superficialmente los depósitos arcillosos o limosos orgánicos de la formación de Becerra, cubriendo a estratos de arcilla volcánica muy compresibles y de espesores variables, intercalados con capas de arena limosa compacta o arena limpia, las cuales descansan sobre potentes mantos en los que el material predominante es la grava y la arena.

Las fronteras interiores de la zona de transición se han fijado tomando como base la formación típica de la parte centro y oriente de la ciudad construida sobre el fondo del Lago de Texcoco, que para distinguirla de las anteriores, se llamará **Zona de Lago**.

A continuación, se describen de forma más detallada cada zona y las características de los depósitos propios de las mismas.

### **II.3.2.1 Zona de Lago.**

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcilla blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por ello la zona de lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo la importancia relativa de dos factores independientes: a) el espesor y propiedades de la costra superficial; y b) la consolidación inducida en cada sitio. Estas subzonas son:

#### *1) Lago Virgen.*

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad, esta incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

#### *2) Lago Centro I.*

Esta asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrollo a partir de principios del siglo XX y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre el Lago Virgen y el Lago Centro II.

#### *3) Lago Centro II.*

Esta subzona corresponde a la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas: a) arcilla fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos periodos de tiempo, y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcilla por efecto de la consolidación inducida.

### **Depósitos de Lago.**

Proceso de formación de los suelos.

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

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

Evolución de las propiedades mecánicas.

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

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

- La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de viviendas y pirámides, así como para el desarrollo de zonas agrícolas.
- La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras, que provocó el abatimiento del nivel freático, lo que a su vez incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la masa de arcilla.
- La extracción de agua del subsuelo, que ha venido consolidando progresivamente a las arcillas, desde los estratos más profundos hasta los superficiales.
- La construcción de estructuras que ha propiciado el crecimiento urbano.

Resistencia al corte. Las etapas del proceso de consolidación implican la evolución de la resistencia al corte de los suelos.

*Características estratigráficas.*

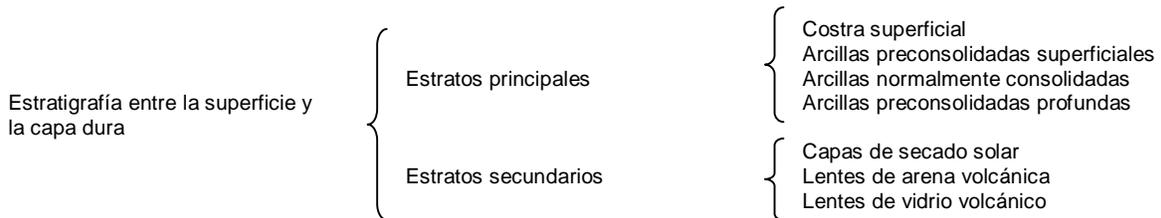
**Costra superficial (CS).** Este estrato está conformado por tres substratos, que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber:

Relleno artificial (RA). Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico, cuyo espesor varía entre 1 y 7 m.

Suelo blando (SB). Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.

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

**Serie arcillosa lacustre superior.** El perfil estratigráfico de los suelos del lago, entre la superficie y la llamada Capa Dura, es muy uniforme; se pueden identificar cuatro *estratos principales*, acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como *estratos secundarios*. A esta parte se le identificará como serie arcillosa lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y 50 m aproximadamente. La estratigrafía anterior se resume a continuación.



A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa:

Arcilla preconsolidada superficial (PCS). En este estrato superficial, las sobrecargas y rellenos provocaron un proceso de consolidación que transformó a los suelos normalmente consolidados, localizados por debajo de la Costra Superficial CS, en arcillas preconsolidadas.

Arcilla normalmente consolidada (NC). Se localiza por debajo de la profundidad hasta la que afectan las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo, abajo mencionados. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, por que aún estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.

Arcilla preconsolidada profunda (PCP). El bombeo para abastecer a la Ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.

Lentes duros (LD). Los estratos de arcillas están interrumpidos por lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arena ó vidrio (pómez) volcánico; estos lentes se utilizan como marcadores de la estratigrafía.

**Capa dura.** La capa dura es un depósito heterogéneo en el que predomina material limo arenoso con lentes de arcilla y ocasionales gravas, tiene una cementación muy variable; su espesor es variable desde casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos 5 m en lo que fueron las orillas del lago. Desde el punto de vista geológico, este estrato se desarrolló en el periodo interglacial Sangamon, que se caracterizó por ser un periodo de sequía y calor.

En algunas zonas, esta capa tiene lentes intercalados de arcillas, que corresponden a un tiempo húmedo entre ambas fases.

## Determinación de las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo

De lo anterior se desprende que su resistencia es variable, así como su espesor, los cuales aumentan gradualmente del oriente al poniente.

**Serie arcillosa lacustre inferior.** Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior; el espesor de este estrato es de unos 15 m al centro del lago y prácticamente desaparece en las orillas. La información de este estrato es muy reducida, como para intentar una descripción más completa.

**Depósitos profundos.** Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio; la parte superior de estos depósitos, de 1 a 5 m, está más endurecida, abajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

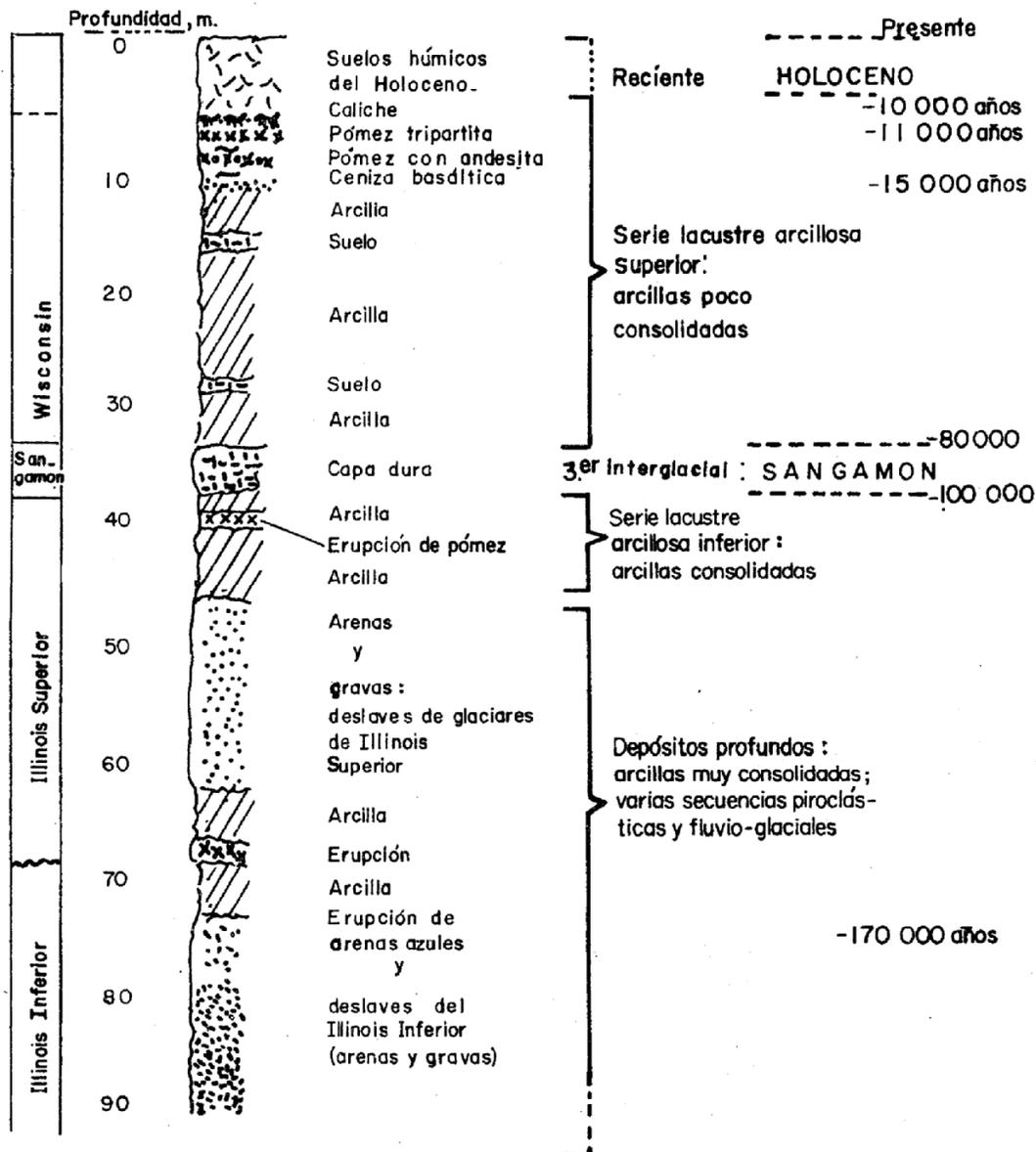


Fig. 2.11 Estratigrafía de la planicie lacustre (Zona de Lago), Ciudad de México.

### II.3.2.2 Zona de Transición.

Interestratificada del poniente.

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

La frontera entre las zonas de Transición y la del Lago se definió donde desaparece la serie arcillosa inferior, que corresponde aproximadamente con la curva de nivel donde la Capa Dura esta a 20 m de profundidad respecto al nivel medio de la planicie. Conviene dividir esta transición en subzonas, en función de la cercanía a las lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos; se identifican así las transiciones alta y baja, que se describen a continuación.

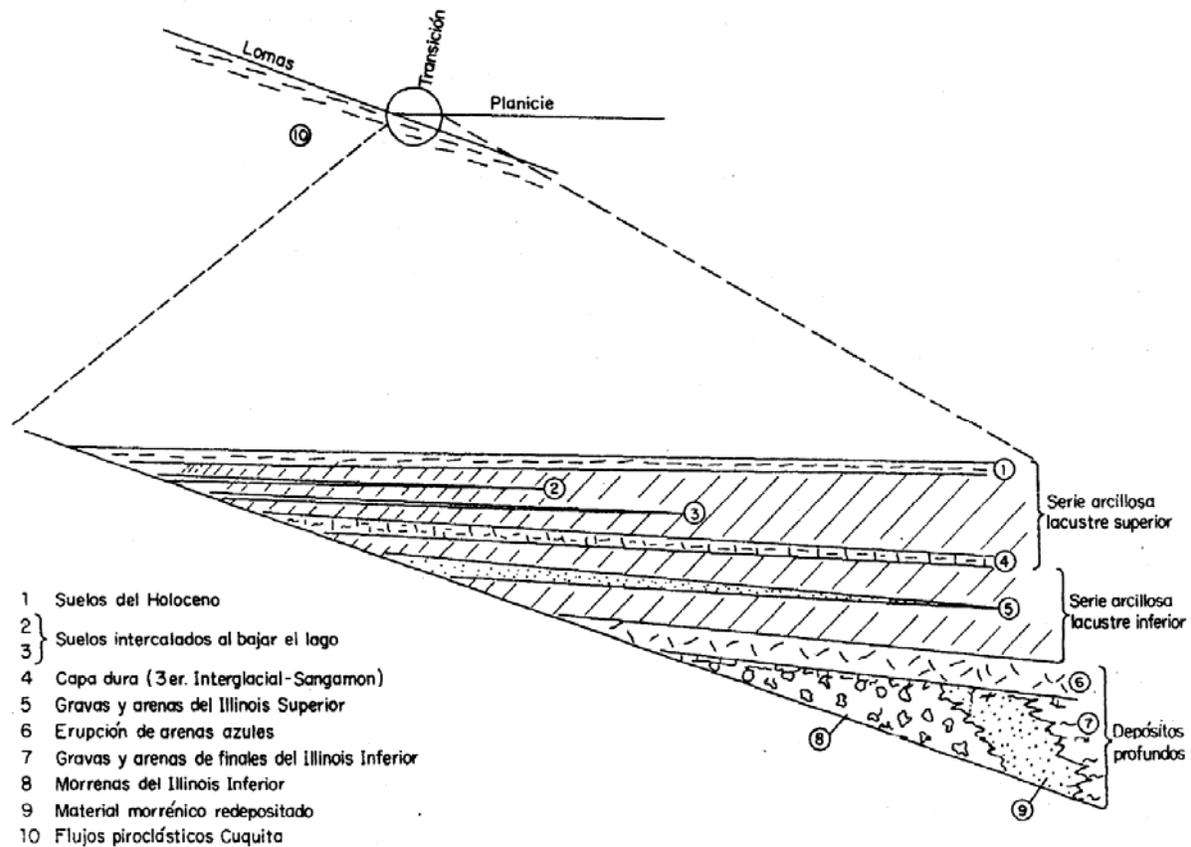


Fig. 2.12 Estratigrafía de la Zona de Transición.

Transición alta.

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

### Transición baja.

Corresponde a la transición vecina a la zona del Lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de 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 importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.

Por lo anterior, puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la subzona de Lago Centro I o Centro II, teniendo en cuenta que: a) la costra superficial esta formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme, b) los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de 20 m, c) existe interestratificación de arcillas y suelos limo-arenosos, y d) se presentan mantos colgados.

### Abrupta cercana a los cerros.

Es la transición entre las zonas de Lago y cerros aislados como el del Peñón de los Baños, en la que arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado.

### Depósitos de Transición.

#### Características generales.

Los depósitos de transición forman una franja que dividen los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle y de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona de lago. Estos materiales, de origen aluvial, se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y la frecuencia de los depósitos; así se generaron dos tipos de transiciones: *interestratificada* y *abrupta*.

#### Condición interestratificada del poniente.

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarrees fluviales que descendieron de las lomas a la planicie; estos depósitos tienen semejanza con deltas, solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo Lago de Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río (Figs. 2.13 y 2.14). en el proceso de formación de los suelos, el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados varió según el clima prevaleciente en cada época geológica; así, cuando los glaciares en las barrancas de las Lomas se derritieron, a finales de la Tercera Glaciación, los depósitos fluviales correspondientes (formados al pie de los abanicos volcánicos) resultaron mucho más potentes y extensos que los originados a finales de la Cuarta

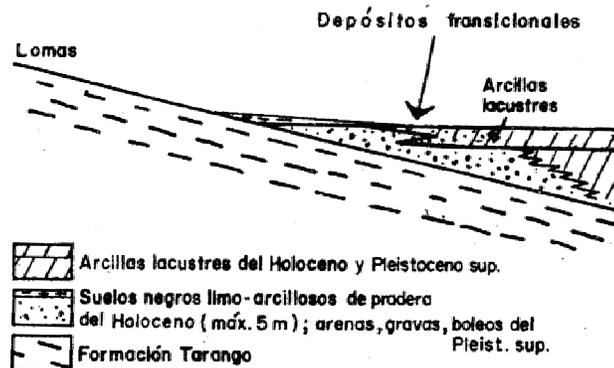


Fig. 2.13 Esquema geológico de la transición lomas-planicie de un "delta" aluvial.

Glaciación, con mucho menor espesor de las cubiertas de hielo en la sierra.

Consecuentemente, y generalizando, puede hablarse de una zona de transición interestratificada cambiante y ancha al pie de las Lomas; ésta área contiene en sus partes más profundas, debajo de llamada Capa Dura, depósitos caóticos glaciales, laháricos y fluvio-glaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Ángel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo (Fig. 2.15). Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes, y entonces sobreyacen a los depósitos lacustres, como lo muestra la figura 2.14; tal es el caso de la cubierta de suelos negros, orgánicos, arenosos y limoarcillosos de Holoceno, que se extienden desde el pie de Las Lomas sobre 2 ó 3 kilómetros al Oriente formando las riberas del lago histórico de los Toltecas y Mexicas. Otra zona de transición interestratificada ancha se extiende del Valle de Cuauhtepac hacia el Sur.

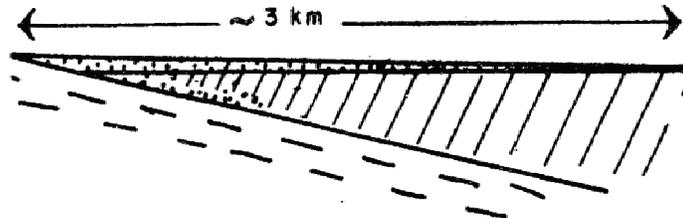


Fig. 2.14 Esquema geológico de la transición lomas-planicie fuera de un "delta" aluvial.

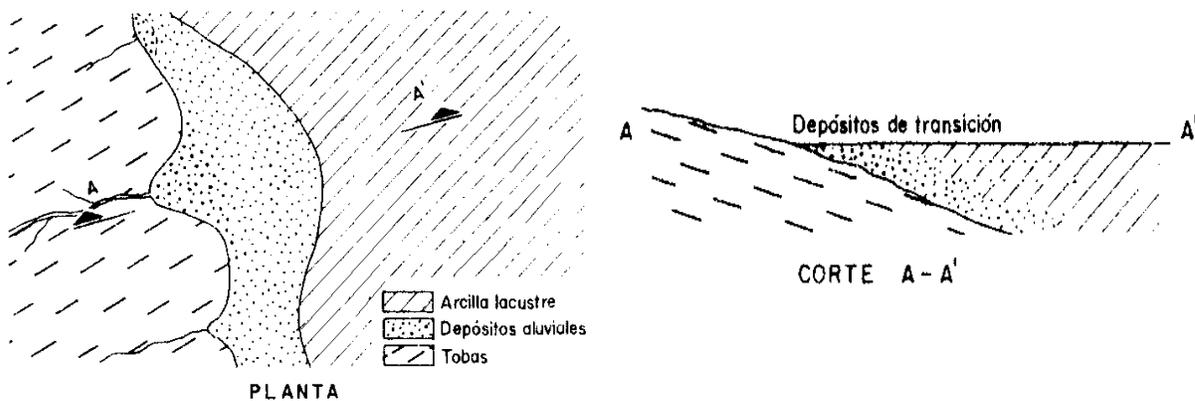


Fig. 2.15 Transición interestratificada ancha.

Condición abrupta cercana a los cerros.

Esta condición se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de dicho relleno, a manera de islotes; en este caso, los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca. Esta transición abrupta se presenta 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 profundizan hasta más de 20 m; el mecanismo de fisuración se esquematiza en la fig. , en ella se señala el área de fisuración A y otra B a 60 m, en la cual todavía no se han desarrollado las fisuras.

### II.3.2.3 Zona de Lomas

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

- 1) Horizontes de cenizas volcánicas.
- 2) Capas de erupciones pumíticas.
- 3) Lahares.
- 4) Avalanchas ardientes.
- 5) Depósitos glaciales.
- 6) Depósitos fluvioglaciales.
- 7) Depósitos fluviales.
- 8) Suelos.

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

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

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

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

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

*Lahares poco compactos y depósitos glaciales y fluviogleciales.* Estos depósitos presentan una compacidad y cementación muy errática, por lo que la erosión progresiva de origen eólico y fluvial tiende a generar depósitos de talud crecientes, que solo detienen su avance cuando alcanzan el ángulo de reposo del suelo granular en estado seco.

*Basaltos.* Son los pedregales generados por el Xitle, formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escoria. La estabilidad de excavaciones en estos basaltos debe analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de la resistencia intrínseca de la roca; en el caso de cavernas grandes debe estudiarse la estabilidad de los techos. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.

### *Depósitos de Lomas.*

#### Características generales.

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 Xilte al SSW; en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte, en el Pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas y depósitos fluvioglaciales y glaciales más antiguos.

#### Zona poniente.

#### Sierra de las Cruces.

Se formó a partir del Plioceno Superior, extendiéndose su actividad hasta el Pleistoceno Superior (Sangamon).

Varios escudo-volcanes andesítico-dacíticos de estructura compleja, componen esta sierra.

Cada aparato esta constituido por cumbres lávicas y extensos abanicos volcánicos. Se caracterizan estos últimos por la acumulación de materiales piroclásticos producidos principalmente en periodos de actividad explosiva; subsecuentemente estos fueron retransportados por agua, hielo y aire.

En la formación de Las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos:

*Capas de erupciones pumíticas plinianas* correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia; se depositaron como lluvia en estratos de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.

*Flujos piroclásticos* (núeés) de 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 en corrientes lubricadas por agua de lluvias torrenciales inmediatas a la erupción.

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

*Depósitos fluviales estratificados* correlacionables con la Formación Clástica Aluvial del relleno de la Cuenca de México.

*Suelos* producto de la alteración de las distintas unidades litológicas, de cenizas y acumulaciones de polvo eólico. Son de color rojo cuando están asociados a climas húmedos calientes; de color amarillo y subdesarrollados cuando son producto de climas áridos y fríos.

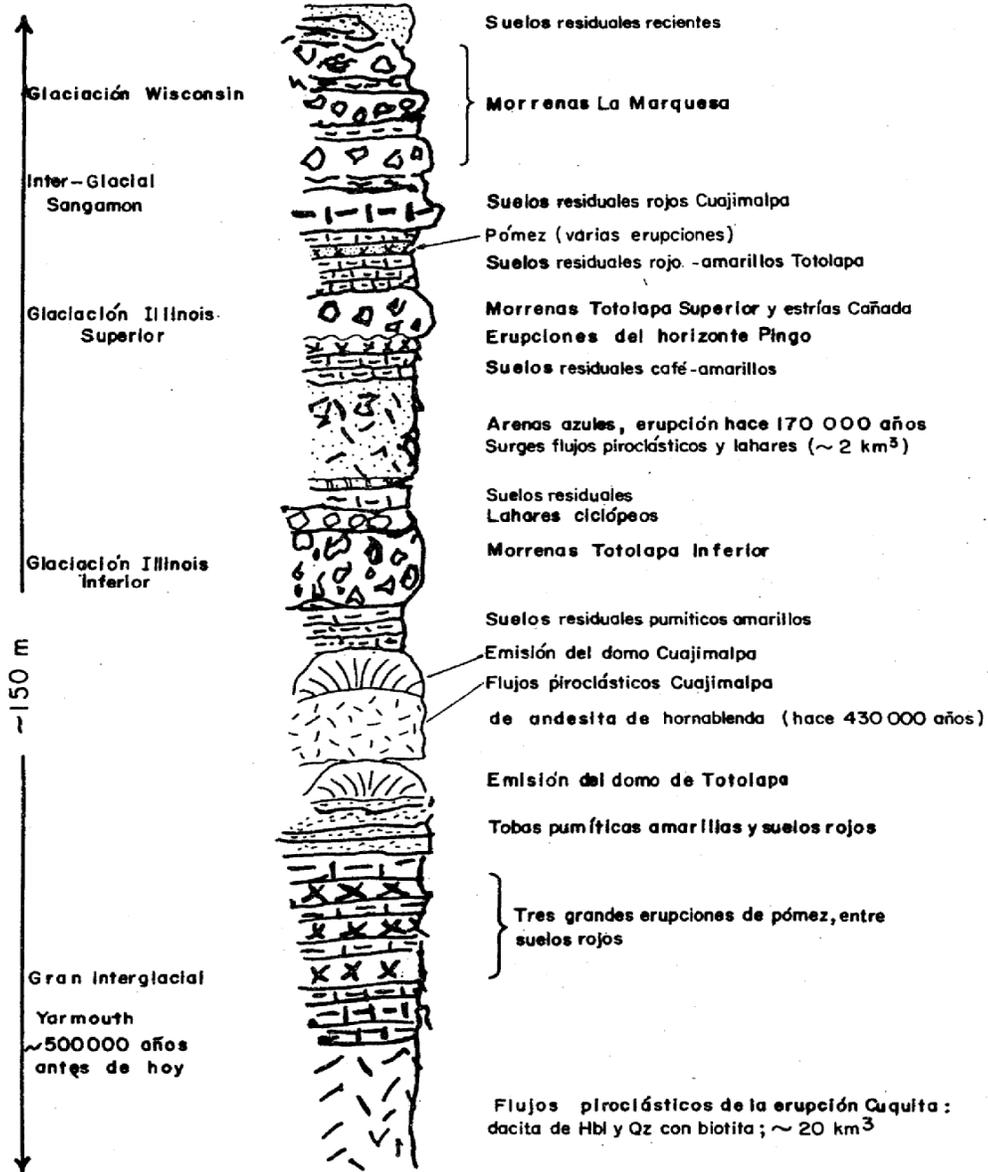


Fig. 2.16 Estratigrafía de la Zona de Lomas.

Pedregal del Xitle.

Del cerro del Xitle descendió, hace unos 2,000 años, una extensa colada de lavas basálticas, sus numerosos flujos cubrieron las lomas al pie del volcán del Ajusco y avanzaron en sus frentes hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Ángel. Las lavas descendieron sepultando dos valles antiguos: uno en el Sur, que se dirigía anteriormente a las Fuentes Brotantes de Tlalpan; otro en el Norte, el mayor, que se extendía entre el cerro 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 (fig.). A la zona cubierta por lava se le identificaba como los pedregales de San Ángel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.

Por otra parte, debe haber existido otro importante valle aún más al Sur, entre las Fuentes Brotantes de Tlalpan y la Sierra de Xochitepec; este tuvo su cabecera en el Valle del Tezontle. Este afluente debe haber sido sepultado durante la erupción del Ajusco, en el Cuaternario Superior.

Muy anteriormente a la erupción del Xitle, en el *Illinois* (hace 200,000 años) avanzaron grandes cuerpos de hielo; estos glaciares fluyeron de la barranca de la Magdalena Contreras hasta las partes bajas del antiguo valle, acercándose a lo que hoy es San Ángel.

Indicios de morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en San Ángel, así como en las Fuentes Brotantes; por consiguiente, debajo de las lavas del Pedregal de San Ángel pueden existir importantes acumulaciones de morrenas y secuencias fluvio-glaciales derivadas de su erosión. Por otra parte, también puede asegurarse que antes de que las lavas del Xitle cubrieran el sitio, este valle fue inundado por otras coladas lávicas; en el corte geológico de la fig. se ilustra esquemáticamente la estratigrafía descrita.

### Zona norte.

Esta región corresponde a la Sierra de Guadalupe; se integra principalmente por rocas volcánicas dacíticas y andesíticas, en forma de un conjunto de elevaciones dómicas que se extienden desde el Tepeyac, en el SE de la sierra, hasta la zona Barrientos, en el NW. En su parte central, esta sierra está afectada por un graben que se extiende al NNE, formando el valle de Cuauhtepac; en el extremo septentrional de dicho graben y genéticamente ligado a él, se eleva un volcán, cuyas cumbres erosionadas constituyen las porciones más altas de la Sierra de Guadalupe y se denomina el cerro Tres Paredes.

Una característica de la Sierra de Guadalupe son los potentes depósitos de tobas amarillas que cubren los pies de sus numerosas elevaciones en forma de abanicos aluviales. Estas tobas consisten de estratos de vidrio pumítico fino a grueso; son los productos de las erupciones violentas que generaron 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 de México a consecuencia de la formación de Sierra de Chichinautzin, la Sierra de Guadalupe fue rodeada por depósitos aluviales y lacustres en el Sur, Este y Norte; de estos depósitos emerge esta sierra hoy como península.

Esta zonificación debe consultarse para definir en forma preliminar los problemas geotécnicos que se pueden anticipar relacionados con el diseño y la construcción.

### II.3.3 Trabajos de Exploración del lugar.

Para definir la secuencia estratigráfica y las propiedades tanto índice como mecánicas del suelo donde se construirá el puente vehicular, se realizaron trabajos de exploración por métodos directos, que consistieron en cuatro sondeos de cono eléctrico y dos sondeos mixtos selectivos llevados a la profundidad que se indica en la siguiente tabla:

Tipo de sondeo	Denominación	Profundidad de exploración (m)
Sondeo de cono eléctrico	SC-01	61.00
Sondeo de cono eléctrico	SC-02	61.00
Sondeo de cono eléctrico	SC-03	61.00
Sondeo de cono eléctrico	SC-04	60.50
Sondeo mixto selectivo	SM-01	63.00
Sondeo mixto selectivo	SM-02	53.50

Así mismo, se llevaron a cabo pozos a cielo abierto para el diseño de pavimentos.

A continuación se describen los principales métodos de exploración y muestreo utilizados en Mecánica de Suelos, el equipo necesario, alcances, aplicaciones y limitantes.

#### II.3.3.1 Métodos de exploración y muestreo en suelos.

##### Pozo a cielo abierto.

El pozo a cielo abierto permite:

- Observar directamente las características estratigráficas del suelo, y
- Rescatar muestras inalteradas de los estratos principales.

Esta técnica de exploración y muestreo es particularmente recomendable en suelos secos y duros, como los de la costra superficial de la zona del lago y los depósitos de lomas y de algunas transiciones.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son simplemente porciones de suelo que se protegerán contra las pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas emparafinadas. Las muestras inalteradas deberán tomarse con precauciones, generalmente labrando la muestra en una oquedad que se practique al efecto en la pared del pozo. La muestra debe protegerse contra pérdidas de humedad envolviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizada con brea y parafina.

Equipo necesario.

Se requiere equipo para la excavación del pozo y labrado de las muestras inalteradas; la excavación puede hacerse con herramienta manual o con máquinas perforadoras capaces de abrir en seco pozos de por lo menos 80 cm de diámetro. El labrado de las muestras se realiza con herramientas manuales.

Excavación manual.

## Determinación de las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo

El equipo se integra por 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, es factible que también se necesiten martillos eléctricos o neumáticos para atravesar suelos muy duros así como algunas tobas.

Herramientas y materiales para el muestreo.

Para el labrado y protección de las muestras inalteradas se requieren espátulas, cincel, martillo, brochas, estufa, manta de cielo, parafina y brea.

Desarrollo del trabajo.

Excavación manual.

El pozo puede excavar con sección cuadrada o circular, la forma se elegirá en razón a la técnica de estabilización de las paredes de la excavación. Si se utilizan tablonces y marcos estructurales, la forma cuadrada es la más adecuada; en la figura se muestra como se adema un pozo. Por otra parte, la forma de pozo circular es conveniente cuando se estabilizan sus paredes con tubo de lámina delgada o con ferro-cemento.

Si se requiere ademe en el pozo puede usarse madera o acero; por lo regular, el ademe se hace con tablonces horizontales, pero deberán ser verticales y bien hincados si se tuviesen suelos friccionantes situados bajo el nivel freático.

Labrado de las muestras inalteradas.

En la excavación se deja un escalón (Fig. 2.17), en el cual se limpia un área de unos 50 cm de diámetro; a continuación se marca la sección deseada y se labran los lados del cubo de suelo (de 25 x 25 cm). Posteriormente, la muestra se envuelve con manta de cielo, que se impregna con una mezcla caliente de parafina y brea mediante una brocha. En la parte superior de la muestra se coloca una etiqueta de identificación (Fig. 2.18).

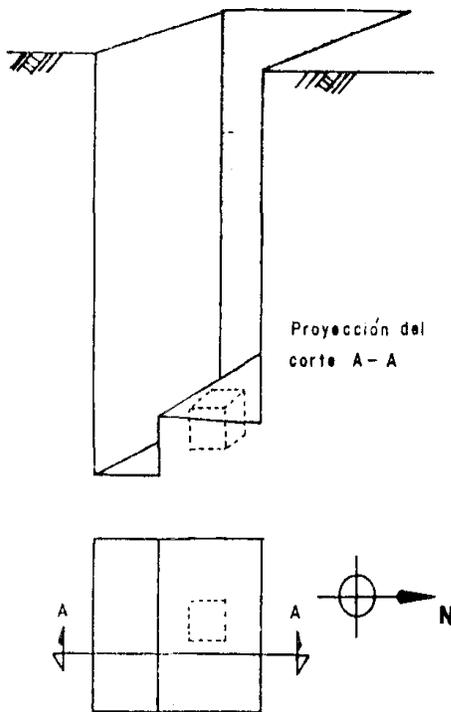


Fig. 2.17 labrado de la muestra.

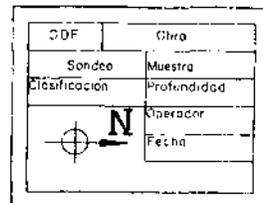
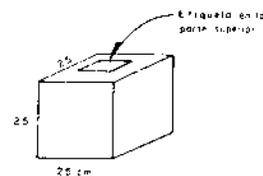


Fig. 2.18 Identificación de la muestra.

Registro de campo.

Deben cuidarse especialmente los criterios para distinguir la naturaleza del suelo "in situ" y la misma, modificada por la excavación realizada. En efecto, una arcilla dura puede, con el tiempo, aparecer como suave y esponjosa a causa del flujo de agua hacia la trinchera de excavación; análogamente, una arena compacta puede presentarse como semifluida y suelta por el mismo motivo. Se recomienda que siempre que se haga un pozo a cielo abierto se lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación, hecho por un técnico conocedor.

En dicho registro, conforme avanza la excavación del pozo, se anota la descripción y clasificación de los estratos, indicando gráficamente la profundidad de las muestras; en el registro se incluirán comentarios relativos al procedimiento de excavación y ademe utilizados. Asimismo, conviene registrar los valores de resistencia al corte determinados en las paredes y el fondo del pozo con torcómetro y penetrómetro portátil.

Cuando este método sea practicable debe considerársele como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que un técnico puede directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. Desgraciadamente este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades a causa, sobre todo, de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático; naturalmente que el tipo de suelo de los diferentes estratos atravesados también influye grandemente en los alcances del método en sí. La excavación se encarece mucho cuando sean necesario ademes y haya excesivos traspaleos a causa de la profundidad.

### **Prueba de penetración de cono.**

La prueba de penetración de cono (CPT), conocida originalmente como la prueba de penetración de cono holandés, es un método versátil de sondeo que se utiliza para determinar los materiales presentes en un perfil de suelo y estimar sus propiedades ingenieriles. En la versión original, un cono a 60° con área en su base de 10 cm<sup>2</sup> era empujado en el terreno a una tasa constante de aproximadamente 20 mm/s y se media la resistencia a la penetración (llamada la resistencia de punta).

Los penetrómetros de cono actualmente en uso miden:

- a) La resistencia de cono,  $q_c$ , a la penetración desarrollada por el cono, que es igual a la fuerza vertical aplicada al cono dividida entre su área horizontal proyectada, y
- b) La resistencia por fricción,  $f_c$ , que es la resistencia medida por un mango situado arriba del cono con el suelo local rodeándolo. La resistencia por fricción es igual al fuerza vertical aplicada al mango dividida entre su área superficial, en realidad es la suma de la fricción y la adhesión.

### **Sondeo de Cono Eléctrico.**

Objetivo.

Determinar la variación con la profundidad de la resistencia a la penetración de punta y fricción del cono; la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

Equipo.

Cono eléctrico.

Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos (*strain gages*); usualmente cuenta con dos toneladas de capacidad de carga y resolución de  $\pm 1$  kg, pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 toneladas y resolución de  $\pm 2$  kg; en la Fig. 2.19 se muestra esquemáticamente dicho instrumento; generalmente tienen 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm.

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

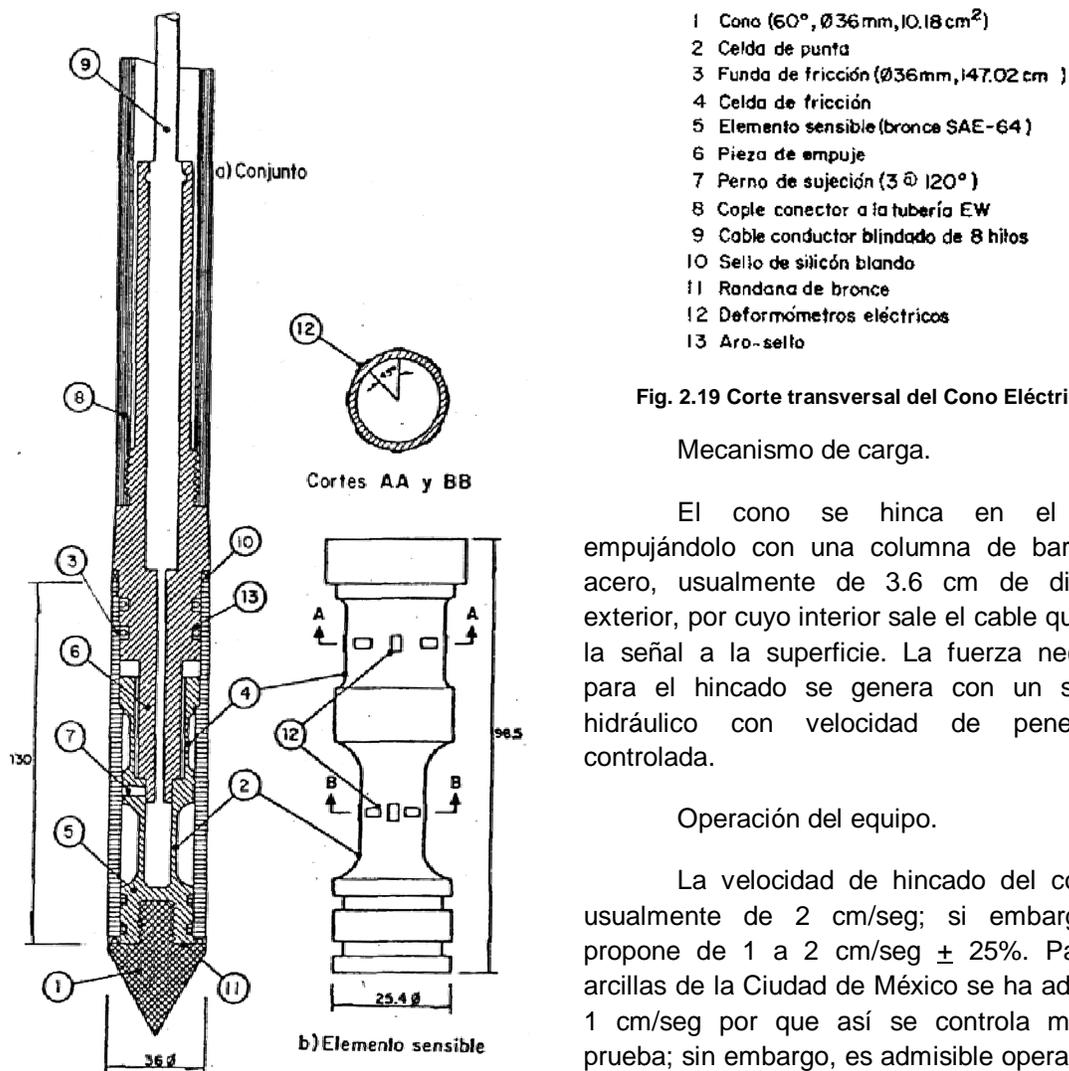


Fig. 2.19 Corte transversal del Cono Eléctrico.

Mecanismo de carga.

El cono se hince en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada.

Operación del equipo.

La velocidad de hincado del cono es usualmente de 2 cm/seg; si embargo, se propone de 1 a 2 cm/seg  $\pm 25\%$ . Para las arcillas de la Ciudad de México se ha adoptado 1 cm/seg por que así se controla mejor la prueba; sin embargo, es admisible operar con 2 cm /seg, sabiendo que se obtienen valores

ligeramente más altos; sin embargo, es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en la capas duras el cono pierda velocidad de penetración y que al pasarlas se acelere.

Interpretación de resultados.

Estratigrafía.

El cono eléctrico permite detectar con precisión los cambios estratigráficos, utilizando como indicador la variación de la resistencia de punta (Fig. 2.20).

Así pues, el empleo del cono eléctrico agiliza extraordinariamente la identificación de la estratigrafía de un sitio, captando hasta los más pequeños detalles y permitiendo evaluar indirectamente las variaciones con la profundidad de la resistencia al corte y de la compresibilidad. En cuanto a sus limitaciones de penetración, la experiencia en la zona de lago, es que un cono de 5 ton de capacidad puede penetrar hasta los 70 m de profundidad.

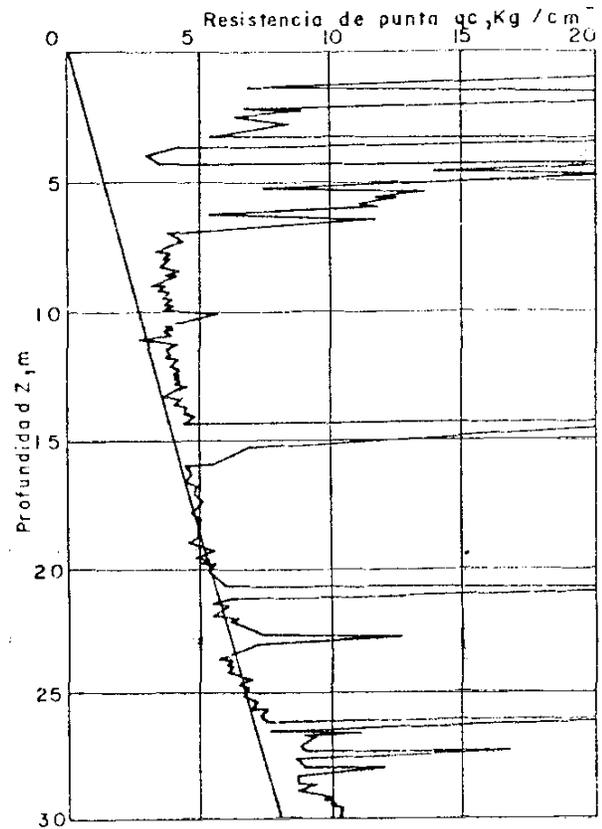


Fig. 2.20 Variación de la resistencia de punta con la profundidad.

### Prueba de Penetración Estándar (Standar Penetration Test).

La Prueba de Penetración Estándar (SPT por sus siglas en inglés) permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice: usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia, y estimando la resistencia la corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

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

Este procedimiento es, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona más útil información en torno al subsuelo y no solo en lo referente a descripción.

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos, que es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, si bien tosca, de la resistencia a la compresión simple. Además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

**Equipo.**

**Penetrómetro Estándar.**

Es un tubo de acero con un extremo afilado, cuyas dimensiones se muestran en la Fig. 2.21; el tubo debe ser de media caña para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior. La válvula en la cabeza del muestreador permite la salida del azolve y evita que la muestra se salga fácilmente del tubo. Un segundo tipo de válvula permite utilizar el penetrómetro como herramienta de lavado para eliminar los azolves, lográndose así un muestreo más limpio. Otra alternativa es un tubo cerrado con funda de polietileno, aunque es poco aconsejable, por que no puede observarse la muestra en el campo.

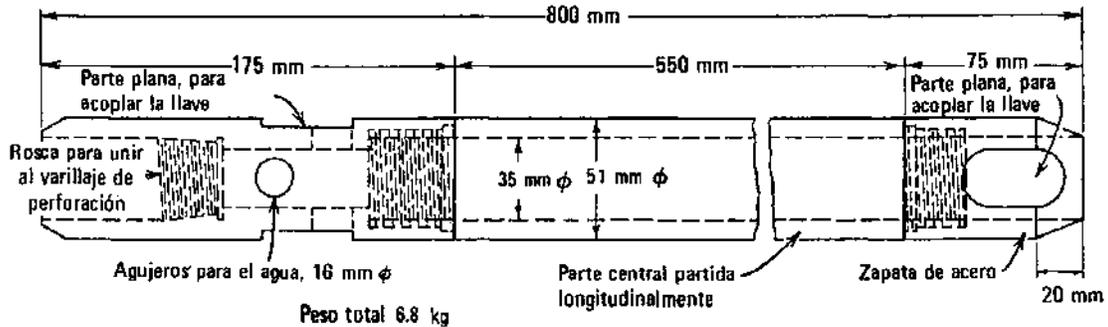


Fig. 2.21 Corte transversal del Penetrómetro Estándar.

**Equipo auxiliar.**

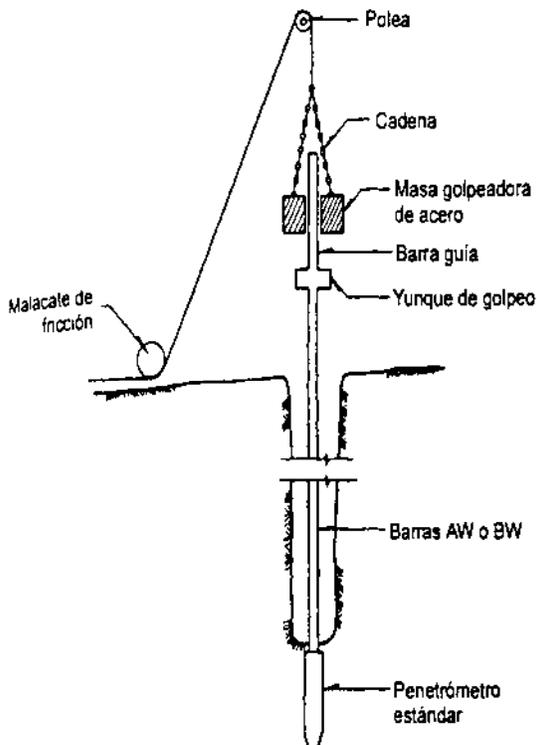


Fig. 2.22 Equipo auxiliar y Prueba de Penetración Estándar.

**Columna de barras.** El penetrómetro se coloca en el extremo inferior de una columna de barras de acero de perforación, de diámetro AW o BW. Ambos tipos son equivalentes por que tienen un peso semejante; sin embargo, son preferibles la BW por que sufren menos pandeo al someterlas a los impactos.

**Martinete golpeador.** El penetrómetro se hinca con los impactos del martinete de 64 kg y 75 cm de caída (trabajo = 4 800 kg – cm); en la Fig. 2.22 se muestra el martinete y la cabeza de golpeo en el arreglo más convencional. Se ha extendido el uso de los llamados martinetes de seguridad, que controlan con mayor precisión la altura de caída.

**Cabeza de gato.** Es un malacate de fricción que levanta el martinete a la altura de caída con un cable de manila de 3/4 pulg.; para sostener el cable, se requiere un tripié o una torre equipados con una polea.

**Operación del equipo.**

La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 45 cm con la masa de 64 kg, dejada caer desde 75 cm de altura; 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**, par penetrar los últimos 30 cm (de 15 a 45 cm); los golpes en los primeros 15 cm se desprecian, por que se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación.

En caso de que el número de golpes llegue a 50 y el muestreador ya no penetre se suspenderá la prueba. Un procedimiento alterno usual consiste en hincar el penetrómetro 15 cm adicionales (60 cm en total); desde luego, el número de golpes, **N**, se obtiene como ya se describió, por lo que la única ventaja de este procedimiento es que se muestrea un tramo ligeramente mayor; lo cual permite detallar más confiablemente la estratigrafía del sitio.

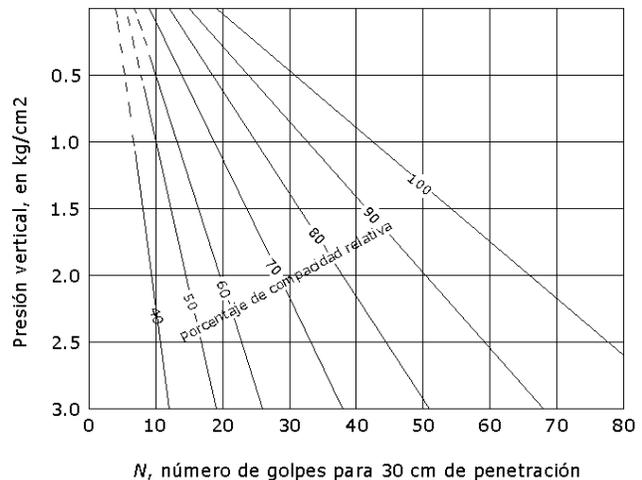
En la operación del martinete debe vigilarse que su altura de caída sea constante y que el cable de manila tenga un máximo de dos vueltas en la cabeza de gato, para lograr el efecto de caída libre sin fricción.

Una vez terminada una prueba se procede a perforar el tramo muestreado, hasta alcanzar la profundidad a al que se realizará la siguiente prueba; el diámetro de perforación más recomendable es 10 cm.

Las muestras deben conservarse en frascos o bolsas herméticas que mantengan contante el contenido de agua; los envases se colocarán en un lugar fresco, protegido de los rayos del sol.

La información de campo debe recopilarse en un registro; si se decide hincar el penetrómetro 60 cm, deberá agregarse otra columna al registro; las notas aclaratorias tendrán que ser claras y breves.

La utilidad e importancia mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo arenas (Fig. 2.23), que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna,  $\phi$ , en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple,  $q_u$ , en arcillas, con el número de golpes necesarios en ese suelo para que el penetrómetro estándar logre entrar los 30 cm especificados. Para obtener estas relaciones basta realizar la prueba estándar es estratos accesibles o de los que se les pueda determinar los valores de los conceptos señalados por los métodos usuales de laboratorio: haciendo suficiente número de comparaciones pueden obtenerse correlaciones estadísticas dignas de confianza. En la práctica esto se ha logrado en los suelos friccionantes, para los que existen tablas y gráficas dignas de crédito y aplicables al trabajo práctico; en el caso de suelos arcillosos plásticos las correlaciones de la prueba estándar con  $q_u$  son mucho menos dignas de crédito.



**Fig. 2.23** Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compacidad relativa para arenas.

**Resultados.**

*Muestras alteradas.* Las muestras rescatadas con el penetrómetro estándar siempre sufren distorsiones geométricas que alteran el acomodo estructural de sus partículas; por ello, solo pueden servir para identificar los suelos y para las pruebas índice que no requieren especímenes inalterados.

*Perfil estratigráfico.* La clasificación de campo de suelos muestreados permite elaborar la primera versión del perfil estratigráfico del sitio, que posteriormente se precisará y corregirá en el laboratorio.

*Resistencia a la penetración.* Cada una de las pruebas de penetración se representa gráficamente mediante puntos (valores de N), que unidos por líneas definen la variación de la resistencia a la penetración estándar con la profundidad.

**Sondeo con Tubo de Pared Delgada (Tubo Shelby).**

El empleo de tubos abiertos de pared delgada (conocidos como tubo Shelby) permite obtener muestras del subsuelo relativamente inalteradas. Para fines prácticos, esta técnica debe aplicarse selectivamente para suministrar al laboratorio especímenes, en los cuales se determinen las características de resistencia y compresibilidad que se requieren para el diseño geotécnico de detalle.

El muestreador de pared delgada reduce a un mínimo las causas más serias de alteración de las muestras: el desplazamiento y el rozamiento.

Descripción del muestreador.

El muestreador para profundidades, más simple y más ampliamente usado, es el de *pared delgada* o *Tubo Shelby* (Fig. 2.24). Esta hecho de tubería de acero estirado en frío, de 2 a 5 pulgadas (5.08 a 12.70 cm) de diámetro, con paredes de 1/20 de pulgada (1.27 mm) de espesor para los tubos de 2 pulgadas y de 1/8 de pulgada (3.17 mm) para los tubos de 5 pulgadas. El

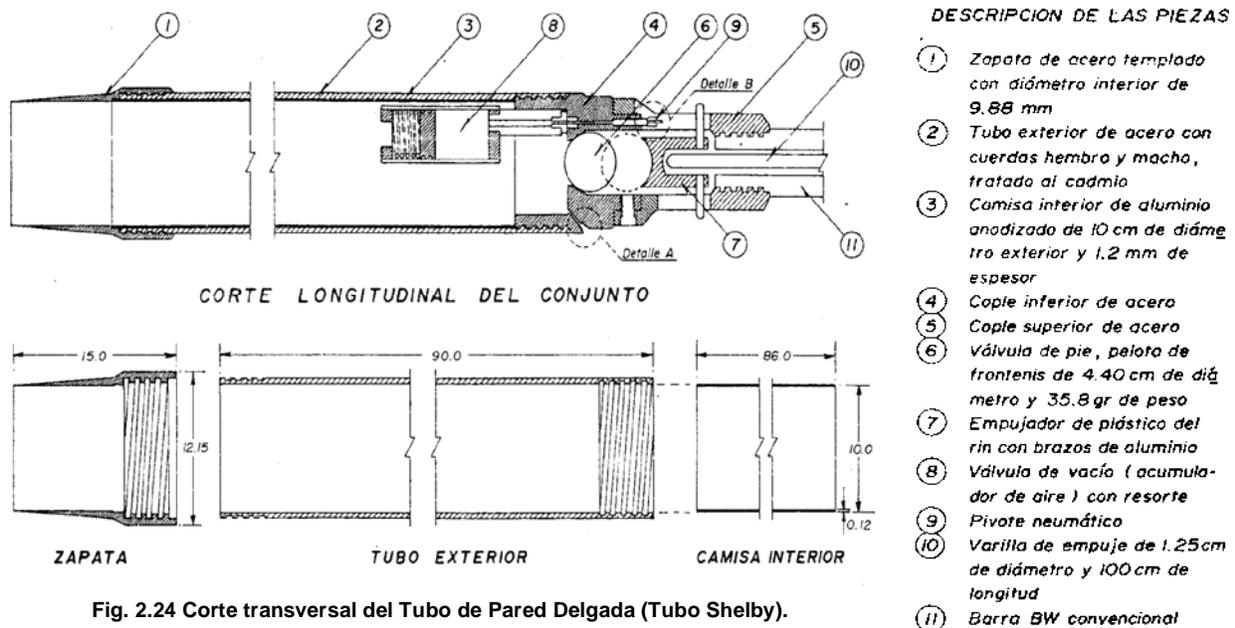
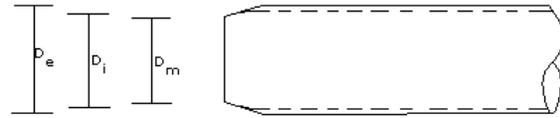


Fig. 2.24 Corte transversal del Tubo de Pared Delgada (Tubo Shelby).

extremo inferior esta biselado para formar la arista cortante y puede estar inclinado hacia dentro para reducir el rozamiento con las paredes. La parte superior esta unida 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. También en la parte superior, presenta una válvula de retención que ayuda a mantener la muestra en el tubo cuando se esta extrayendo del terreno.

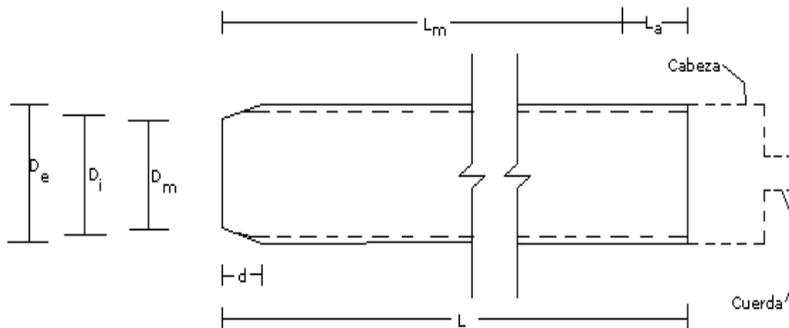
La observación cuidadosa de muestras obtenidas con tubos de pared delgada de condiciones geométricas diferentes, mediante la técnica de sacado de láminas de suelo, permitió a Hvorslev fundamentar la relación de áreas y diámetros que deben satisfacer estos muestreadores para asegurar un buen funcionamiento, las cuales se resumen en la Fig. 2.25.

En la Fig. 2.26 se anotan las dimensiones que necesariamente deben satisfacer estos muestreadores para los diámetros usuales de 7.5 y 10 cm, de los que únicamente deben usarse los de 10 cm, sobre todo cuando se hagan pruebas de consolidación que requieran especímenes de 8 cm de diámetro.



Relación de Áreas	$\frac{D_e^2 - D_m^2}{D_m^2} \times 100 < 10\%$
Relación de Diámetros	$0.7\% < \frac{D_i - D_m}{D_m} \times 100 < 1.5\%$

Fig. 2.25 Relaciones de áreas y diámetros.



Diámetro Nominal (cm)	D <sub>e</sub> (cm)	D <sub>i</sub> (cm)	D <sub>m</sub> (cm)	e (cm)	d (cm)	L (cm)	L <sub>m</sub> (cm)	Cuerda de unión
7.5	7.62	7.22	7.11 7.17	0.20	1.27	75	60	AW y BW
10.0	10.16	9.76	9.61 9.69	0.20	1.20	90	75	B'W y NW

- D<sub>e</sub> Diámetro exterior
- D<sub>i</sub> Diámetro interior
- D<sub>m</sub> Diámetro de muestra
- e Espesor
- d Longitud aguzada
- L Longitud de tubo
- L<sub>m</sub> Longitud de muestreo recomendable
- L<sub>a</sub> Espacio para azolvez (L<sub>a</sub> = L - L<sub>m</sub>)

Fig. 2.26 Dimensiones de los tubos de pared delgada.

El procedimiento de afilado del tubo necesita ser lo suficientemente preciso para que se obtengan tubos con las dimensiones especificadas.

Otro cuidado que se debe tener con este muestreador es pintarlo interiormente para reducir la corrosión de la lámina que induce cambios fisicoquímicos en el suelo muestreado.

Una alternativa para eliminar la corrosión y reducir además la fricción tubo-suelo al extraer las muestras, es recurrir a tubos de aluminio o de plástico PVC: la solución más factible es un muestreador de acero con camisa interior de aluminio o plástico y zapata de acero en su extremo de ataque.

Operación del equipo.

El muestreador Shelby se debe hincar con velocidad constante entre 15 y 30 cm/s una longitud de 75 cm; esto es, queda sin muestra una longitud mínima de 15 cm, donde se alojan los azolves que pudieran haber quedado dentro del pozo. Después del hincado se deja el muestreador en reposo durante 3 minutos, para que la muestra se expanda en el interior y aumente su adherencia contra las paredes; en seguida se corta la base del espécimen girando dos vueltas el muestreador, se saca el exterior y se limpian sus extremos y se identifica el tubo.

Se debe a M. J. Hvorslev un estudio exhaustivo moderno que condujo a procedimientos de muestreo con tubos de pared delgada que, por lo menos en suelos cohesivos, se usan actualmente en forma prácticamente única. El grado de perturbación que produce el muestreador depende principalmente, según el propio Hvorslev puso de manifiesto, del procedimiento usado para su hincado; las experiencias han comprobado que si se desea un grado de alteración mínimo aceptable, ese hincado debe efectuarse ejerciendo presión continua y nunca a golpes ni con algún otro método dinámico.

### **II.3.4 Estratigrafía del sitio de estudio.**

De acuerdo con los sondeos efectuados, se detectó la siguiente estratigrafía, la cual corresponde a la Zona III, o Zona de Lago, de la zonificación propuesta en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Superficialmente y con un espesor de 1.0 m se presenta material de relleno, constituido por arena arcillosa con gravas.

Subyaciendo al relleno y hasta una profundidad del orden de 3.0 m se presenta un limo arenoso color claro, de consistencia firme con intercalaciones de arcilla.

A partir de los 3.0 m (promedio) y hasta una profundidad que varía de 38.6 m y 41.0 m, se encontró arcilla lacustre color café amarillento y gris verdoso, de alta plasticidad, cuya consistencia varía de muy blanda a blanda, presenta delgados lentes de limo arenoso, arena y vidrio volcánico, en esta arcilla se destaca la presencia a 7.50 m de profundidad de un lente de 1.50 m de espesor constituido por arena de alta compacidad.

Subyaciendo a esta formación arcillosa se encontró la Capa Dura de 1.5 m de espesor formada por limo arenoso color gris verdoso.

A 39.5 m y 42.5 m, se encontró una arcilla lacustre color café rojizo y gris verdoso, de alta plasticidad y consistencia que varía de blanda a media, que alcanza en promedio 57.0 m de profundidad y presenta lentes intercalados de limo arenoso, arena y vidrio volcánico.

Finalmente hasta la profundidad explorada (63.0 m) se detectó un limo arenoso color café oscuro y gris verdoso, de baja plasticidad y consistencia dura, el cual forma parte de los Depósitos Profundos.

El nivel de aguas freáticas se encontró en promedio a 2.0 m de profundidad, respecto al nivel de terreno natural.

Con los datos de los sondeos se determino el perfil estratigráfico del sitio.

### **II.3.5 Pruebas de laboratorio en suelos.**

Con el fin de establecer una base común para comparar suelos de diferentes localidades e intercambiar ideas, es necesario usar en el campo de la Mecánica de Suelos métodos estándares para determinar las propiedades del suelo.

Las características físicas de los suelos pueden medirse por medio de pruebas de laboratorio con muestras extraídas de los sondeos o pozos de ensayo. Los resultados de los ensayos de resistencia al corte pueden utilizarse para calcular la máxima capacidad de carga de los suelos o la estabilidad de laderas en excavaciones cimentación o terraplenes. Los ensayos de laboratorios proporcionan además datos para calcular la cantidad de agua que habrá de bombearse en las excavaciones, y permiten clasificar los suelos para predecir su comportamiento bajo diferentes cargas de cimentación, y decidir cual es el tratamiento más efectivo para salvar las dificultades en las excavaciones o desagües. Es importante no olvidar que los depósitos naturales del suelo varían en su composición y grado de consolidación; por consiguiente, es necesario usar de un juicio considerable, basado en el sentido común y en la experiencia práctica, al valorar los resultados de los ensayos y saber donde puede confiarse en los datos obtenidos, y cuando han de ser descartados. Los datos de los ensayos han de estudiarse junto con los informes de los sondeos y otras observaciones del terreno, debiendo comprobarse en lo posible cualquier estimación de las cargas u otros datos del proyecto obtenidos a partir de ellas, teniendo en cuenta las condiciones conocidas y la experiencia pasada.

Un punto importante a favor de la realización de una cantidad notable de ensayos de laboratorio, es que a través de los años se va consiguiendo una suma creciente de valiosos datos sobre los resultados de los ensayos en lo que se refiere al comportamiento de las cimentaciones, por ejemplo, la estabilidad y asentamiento, permitiendo a los ingenieros utilizar con mayor confianza dichos ensayos.

Las pruebas de laboratorio en Mecánica de Suelos que se utilizan para la proyección de cimentaciones comprenden:

- a) Examen visual.
- b) Contenido natural de humedad.
- c) Análisis granulométrico.
- d) Límites de consistencia (límite líquido y límite plástico).
- e) Compresión no confinada.
- f) Compresión triaxial.
- g) Consolidación unidimensional.

### ***Clasificación de los suelos.***

El suelo puede ser clasificado, de una manera general como cohesivo o sin cohesión o como grueso o fino. Como estos términos son muy generales y cubren una gran gama de propiedades físicas y de ingeniería, se requieren precisiones o medios de clasificación adicionales para determinar la conveniencia de un suelo para propósitos específicos de ingeniería y para tener la capacidad de transmitir esta información a otros de forma comprensible.

Un sistema de clasificación de los suelos es un ordenamiento de los diferentes suelos en grupos que tienen propiedades similares. El propósito es dar facilidades para estimar las propiedades o aptitudes de un suelo por comparación de suelos de la misma clase cuyas propiedades se conocen, y para facilitar al ingeniero un método preciso para la descripción del

suelo. Sin embargo, son tantas las propiedades diferentes de los suelos que interesan a los ingenieros y tantas las combinaciones de estas propiedades en cualquier depósito natural de suelo, que cualquier sistema de clasificación universal parece impracticable. En su lugar, los grupos o clases se basan en aquellas propiedades que son más importantes de acuerdo con el carácter particular de la obra de ingeniería para la cual se ha desarrollado la clasificación.

Dada la gran variedad de suelos que se presentan en la naturaleza, la Mecánica de Suelos ha desarrollado algunos métodos de clasificación de los mismos. Cada uno de estos métodos tiene, prácticamente, su campo de aplicación según la necesidad y uso que los haya fundamentado.

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada. Actualmente dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos son usados comúnmente por los ingenieros de suelos. Estos son el Sistema AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Lo que es fundamental es el hecho de que cualquier clasificación que quiera abarcar las necesidades correspondientes debe estar basada en las propiedades mecánicas de los suelos, ya que estas son elementales en las variadas aplicaciones de la ingeniería. Hoy día es casi aceptado por la mayoría que el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) es el que mejor satisface los diferentes campos de aplicación de la Mecánica de Suelos.

Sin embargo, el ingeniero de suelos debe familiarizarse con los propósitos, y particularmente con las limitaciones, de los más importantes sistemas de clasificación.

### **II.3.5.1 Trabajos de laboratorio del proyecto.**

Los trabajos en el laboratorio de mecánica de suelos, iniciaron con la clasificación macroscópica de las muestras, atendiendo a su color, textura, dilatancia y resistencia en estado seco.

Para ubicar las muestras dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se separaron mediante vía húmeda las partículas menores que la malla No. 200 y mediante tamices las gravas y las arenas que forman a cada muestra.

En las porciones finas, menores que la malla No. 40, se determinaron los límites de consistencia. Con los resultados obtenidos se clasificaron las muestras de suelo.

Las propiedades índice determinadas fueron las siguientes: contenido natural de agua, pesos volumétricos húmedos y secos, densidad de sólidos, relación de vacíos y grados de saturación.

Las propiedades mecánicas del suelo se determinaron con la prueba de compresión triaxial no consolidada no drenada.

La resistencia en compresión triaxial, se determinó ensayando las probetas en un marco de carga, registrando con sensores electrónicos los valores de la carga y de la deformación. Los datos

fueron transferidos a un procesador de datos en el que se calculó y graficó los resultados de cada prueba.

El comportamiento del suelo a largo plazo ante carga se determinó mediante la prueba de consolidación unidimensional.

En los párrafos siguientes, se realiza una exposición acerca de las pruebas mencionadas con anterioridad.

### **II.3.5.2 Determinación de las Propiedades Físicas.**

#### **Pruebas visuales.**

Las *pruebas visuales*, llevadas a cabo en el laboratorio, son para apreciar el color, la textura y consistencia de las muestras alteradas o sin alterar, recibidas del lugar investigado. Esto suele realizarse como un control rutinario de las descripciones del terreno efectuadas por el ingeniero o por el técnico de los sondeos. Estas comprenden:

#### *Textura del suelo.*

La textura del suelo puede ser definida como la apariencia visual de un suelo basada en la composición cualitativa de los tamaños de los granos del suelo en una masa dada. Partículas grandes con mezcla de algunas pequeñas darán una apariencia gruesa o suelo de *textura gruesa*. Un conglomerado de partículas menores dará un material de *textura media* y un conglomerado de partículas de grano fino da un suelo de *textura fina*.

La textura basada en la apariencia visual se usa a menudo en la clasificación de los suelos de materiales sin cohesión, tales como arena gruesa, arena media a gruesa y grava, arena fina, etc. La textura no se usa para suelos cohesivos ya que el estado del suelo es un factor en la textura.

#### *Dilatancia o reacción al sacudimiento.*

Este ensayo es útil para la identificación de suelos de partículas finas. Después de quitar las partículas gruesas mayores de la mal No. 40 (0.42 mm) se prepara una pequeña porción de suelo húmedo de un volumen aproximado de 10 cm<sup>3</sup>. Si es necesario se agrega agua para dejar el suelo suave pero no pegajoso. Se coloca el suelo en la palma de la mano y se agita horizontalmente, golpeando secamente una mano con la otra varias veces. Una reacción rápida consiste en que en la superficie de la muestra aparece agua mientras se le agita; su superficie cambia adquiriendo una apariencia de hígado. Cuando la muestra se aprieta entre los dedos, desaparece de la superficie del agua y el lustre, el suelo se vuelve tieso y finalmente se agrieta o se desmorona.

#### *Resistencia al quebramiento en estado seco.*

Después de quitar las partículas gruesas mayores de la mal No. 40 (0.42 mm) se moldea una pastilla de suelo hasta alcanzar la consistencia de masilla, añadiendo agua si es necesario; se seca la pastilla al aire o al sol, o en un horno si lo hay, y se prueba su resistencia al esfuerzo cortante rompiéndola y desmoronándola entre los dedos. Esta resistencia al corte es una medida del carácter y la cantidad de la fricción coloidal que contiene el suelo.

La resistencia al corte en estado seco asciende al aumentar la plasticidad del suelo. Una alta resistencia en seco es característica de las arcillas del grupo CH y las del grupo CL localizadas muy arriba de la línea A del gráfico de plasticidad.

### *Tenacidad o consistencia cerca del límite plástico.*

Después de retirar las partículas de suelo mayores de la mal No. 40 (0.42 mm) se moldea un espécimen de unos 10 cm<sup>3</sup> hasta alcanzar la resistencia de masilla. Si en estado natural el suelo esta muy seco, se le agrega agua, y si está demasiado húmedo se seca por evaporación hasta que adquiera la consistencia deseada. En ese estado se rodilla entre las palmas de las manos hasta formar un filamento de unos 3 mm de diámetro aproximadamente. Se amasa y se vuelve a rodillar varias veces. Durante estas operaciones el contenido de humedad se reduce gradualmente y el espécimen llega a ponerse tieso, pierde su plasticidad y se desmorona cuando alcanza el límite plástico. Después de que el filamento se ha desmoronado, los pedacitos deben juntarse y amasarse ligeramente entre los dedos formando una bolita hasta que la masa se desmorone nuevamente.

La mayor o menor tenacidad del filamento al acercarse al límite plástico y la rigidez de la bolita al romperla finalmente entre los dedos es indicativo de la preponderancia de la fracción arcillosa del suelo. La debilidad del filamento en el límite plástico y la rápida pérdida de cohesión de la bolita al rebasar este límite indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad. Las arcillas altamente orgánicas dan una sensación de debilidad y se sienten esponjosas al tacto en el límite plástico.

### **Análisis Granulométrico (Granulometría).**

El análisis granulométrico se refiere a la determinación de la cantidad en por ciento de los diversos tamaños de las partículas que constituyen el suelo.

Para el conocimiento de la composición granulométrica de un determinado suelo existen diferentes procedimientos. Para clasificar por tamaño las partículas gruesas el proceso más expedito es el tamizado. Sin embargo, al aumentar la finura de los granos el tamizado se hace cada vez más difícil, teniendo entonces que recurrir a procedimientos por sedimentación. Conocida la composición granulométrica del material, se le representa gráficamente para formar la llamada *curva granulométrica* del mismo.

Como tamaño de las partículas puede considerarse el diámetro de ellas cuando es indivisible bajo la acción de una fuerza moderada, como la producida por un mazo de madera golpeando ligeramente. La curva granulométrica es una representación gráfica de la distribución de tamaños de partícula, por tanto, útil por si misma como un medio para describir los suelos.

### **Determinación el contenido de humedad.**

Este es un ensayo de rutina que se realiza colocando una cantidad de suelo húmedo en un recipiente metálico y obteniendo el peso húmedo. Después se seca el suelo al horno a temperaturas entre 105 y 110° C hasta un peso constante (digamos 8 a 12 horas) y se determina la pérdida en peso debida a la evaporación del agua.

La muestra de suelo para obtener  $w$  debe ser *representativa* y tan grande como sea práctico.

La experiencia ha demostrado que el contenido de agua de ciertos suelos (especialmente arcillas) es sensible a la temperatura del secado al horno; en consecuencia, debe tenerse cuidado en asegurar que la temperatura del horno se mantenga en el valor estándar entre 105 y 110° C.

### **Límites de consistencia.**

Si existe una característica inherente a la masa de granos de suelo consiste en que al humedecimiento y/o cualquier subsiguiente secado, los granos de suelo se pegan de tal manera que es necesario aplicar alguna fuerza para separarlos en el estado seco, se dice entonces que el suelo es *cohesivo*. Si los granos de suelo se separan después del secado y solamente se pegan cuando están húmedos debido a las fuerzas de tensión superficial en el agua, el suelo es *no cohesivo*. Un suelo cohesivo puede ser no plástico, plástico o un fluido viscoso, dependiendo del valor instantáneo del contenido de agua. Un suelo sin cohesión no presenta una línea de demarcación entre los estados plástico y no plástico, ya que este tipo de suelo es no plástico para todos los intervalos de contenido de agua. Sin embargo, bajo ciertas condiciones, un suelo sin cohesión con alto contenido de agua puede actuar como un fluido viscoso.

Una de las características más importantes de las arcillas es su plasticidad. La magnitud de la plasticidad que presenta una arcilla natural depende de su composición mineralógica y contenido de humedad.

En Mecánica de Suelos puede definirse la plasticidad como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

La consistencia de los suelos cohesivos y por tanto su plasticidad, como lo es una arcilla natural, varía de acuerdo con el contenido de humedad; desde un estado sólido en condición seca, es decir, a muy bajo o nulo contenido de agua, pasando por un estado semisólido para bajos contenidos de humedad en que el suelo se desmorona y no presenta plasticidad, subsecuentemente pasando también por un estado plástico para altos contenidos de humedad, hasta llegar finalmente a un estado esencialmente líquido para contenidos de agua muy altos, en donde la consistencia es fluida, es decir, el suelo y el agua fluyen como un líquido.

Esta fuerte influencia de la humedad sobre la consistencia se puede explicar por las fuerzas superficiales de la película de agua higroscópica o adsorbida que rodea los granos y que se encuentra a presión negativa, por lo que las partículas de arcilla desarrollan considerables fuerzas de atracción mutua. El efecto enlazante de esta succión produce un cierto tipo de tensión interna a la que llamamos *cohesión*. Mientras que con pequeñas humedades, las fuerzas superficiales mantienen las partículas fuertemente unidas, al alcanzar la consistencia correspondiente al límite líquido las fuerzas superficiales quedan completamente anuladas por la adsorción de agua. En este estado actúan únicamente pequeñas fuerzas de rozamiento entre las partículas envueltas por una película de agua, de forma que el suelo saturado fluye como un líquido. La cohesión de los suelos cohesivos disminuye también al aumentar la humedad. Los suelos con valores de superficie específica altos, como los de las montmorilonitas, son los más plásticos y los más compresibles.

A principios de 1900, un científico sueco, **Albert Mauritz Atterberg**, desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con contenidos de agua variables.

Este criterio establece que, dependiendo del contenido de agua, la naturaleza del comportamiento del suelo se clasifica arbitrariamente en cuatro estados básicos, denominados *sólido*, *semisólido*, *plástico* y *líquido*.

Entonces, según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible a ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia definidos por Atterberg:

- A. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
- B. Estado plástico, en el que el suelo se comporta plásticamente.
- C. Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
- D. Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras. El establecimiento de estas ha de hacerse en forma puramente convencional, ya que el contenido de humedad para el cual la consistencia cambia de un estado a otro varía de una arcilla a otra, dependiendo de la cantidad y del tipo de mineral de arcilla presente.

Puesto que la humedad es una propiedad que se mide fácilmente, Atterberg desarrollo un método de clasificación de las arcillas basado en estos contenidos de humedad límites, estableciendo así las primeras convenciones para definir los estados anteriormente citados, y sus fronteras bajo el nombre general de *límites de consistencia* ó también en ocasiones llamados en su honor como *Límites de Atterberg*.

Los mencionados límites son: *Límite Líquido (L.L.)*, *Límite Plástico (L.P.)* y *Límite de Contracción (L.C.)*, y mediante ellos se puede dar una idea del tipo de suelo en estudio. Todos los límites de consistencia se determinan empleando suelo que pasa la malla No. 40, del ensayo de distribución granulométrica.

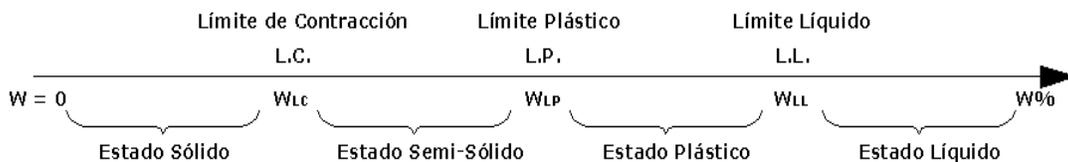


Fig. 2.27 Estados y Límites de Consistencia de una arcilla.

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada por Atterberg **límite líquido**, nombre que hoy se conserva.

La frontera convencional entre los estados plástico y semisólido fue llamada por Atterberg **límite plástico** y definida también en términos de una manipulación de laboratorio.

A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico del suelo se les ha llamado **límites de plasticidad**.

Generalmente se le acredita a Terzaghi el reconocimiento del uso de los límites líquido y plástico como valores índice de consistencia que podrían ser útiles en la identificación y/o

clasificación de los suelos. Arthur Casagrande modifico el método original de Atterberg para determinar el límite líquido para mejorar la reproductibilidad del ensayo.

**Límite líquido (LL)**

El límite líquido se define como el contenido de humedad expresado en porciento con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico. De acuerdo con esta definición, los suelos plásticos tienen en el límite líquido una resistencia muy pequeña al esfuerzo de corte, pero definida, y según Atterberg es de  $25 \text{ g/cm}^2$ . La cohesión de un suelo en el límite líquido es prácticamente nula.

Cuando la plasticidad se convirtió en una propiedad índice fundamental, a partir de la utilización que Terzaghi y Casagrande hicieron de ella, la determinación de los límites de plasticidad se transformó en prueba de rutina en todos los laboratorios; en este caso, los métodos de Atterberg se revelaron ambiguos, dado que la influencia del operador es grande y que muchos detalles, al no estar especificados, quedaban a su elección. En vista de lo cual, Terzaghi sugirió a Casagrande la tarea de elaborar un método de prueba para la determinación del límite líquido estandarizando todas sus etapas, de modo que operadores diferentes en laboratorios distintos obtuviesen los mismos valores.

Como resultado de tal investigación nació la técnica basada en el uso de la Copa de Casagrande (Fig. 2.28) que es un recipiente de bronce o latón con un tacón solidario del mismo material; el tacón y la copa giran en torno a un eje fijo unido a la base. Una excéntrica hace que la copa caiga periódicamente, golpeándose contra la base del dispositivo, que es de hule duro o micarta 221. La altura de la copa es, por especificación, de 1 cm, medido verticalmente desde el punto de la copa que toca la base al caer, hasta la base misma, estando la copa en su punto más alto.

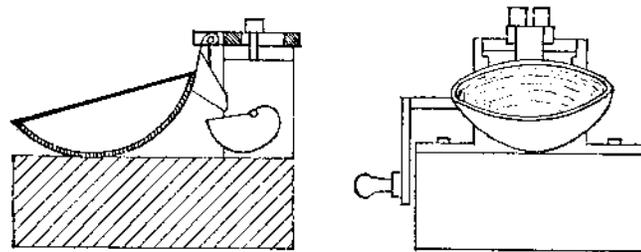


Fig. 2.28 Copa de Casagrande.

La copa es esférica, con radio interior de 54 mm, espesor 2 mm y peso  $200 \pm 20$  incluyendo el tacón.

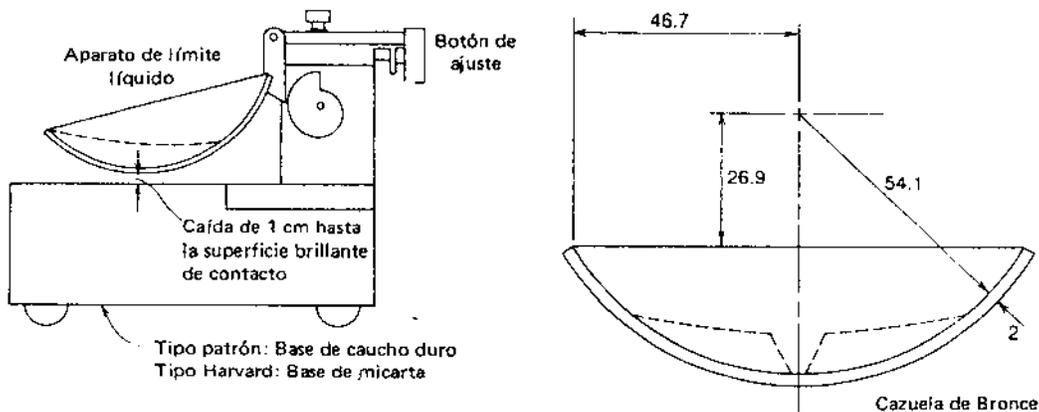


Fig. 2.29 Características de la Copa de Casagrande.

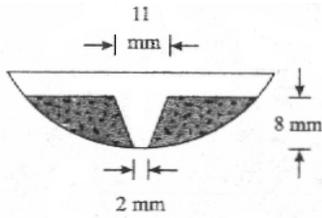


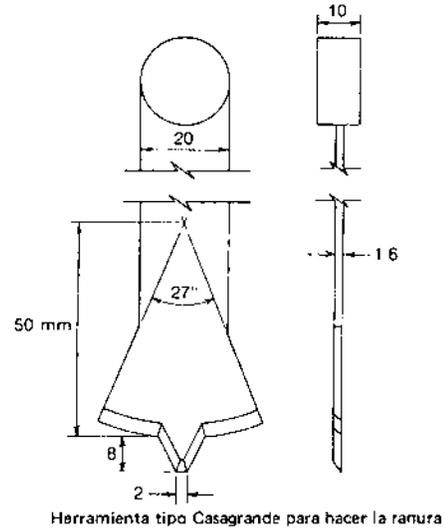
Fig. 2.30 Ranura para LL.

2.31. La copa se sostiene con la mano izquierda, con el tacón hacia arriba y el ranurador se pasa a través de la muestra, manteniéndolo normal a su superficie, a lo largo del meridiano que pasa por el centro del tacón, con un movimiento de arriba hacia abajo.

Se procede entonces a la realización de la prueba; con la leva operada por la manivela, se levanta la copa y se deja caer desde la altura mencionada de 10 mm. Se repite el procedimiento de 3 a 4 veces.

Sobre la copa se coloca el suelo y se procede a hacerle una ranura trapezoidal con las dimensiones mostradas en la Fig. 2.30.

Para hacer la ranura debe usarse el ranurador laminar que aparece en la Fig.



Herramienta tipo Casagrande para hacer la ranura

Fig. 2.31 Ranurador.

A partir de extensas investigaciones sobre los resultados obtenidos por Atterberg con su método original y usando determinaciones efectuadas por diferentes operadores en varios laboratorios, se estableció que el límite líquido obtenido por medio de la copa de Casagrande corresponde al de Atterberg, si se define como el contenido de agua del suelo para el que la ranura se cierra a lo largo de 1.27 cm (1/2"), con 25 golpes en la copa (Fig. 2.32). Esta correlación permitió incorporar a la experiencia actual toda la adquirida previamente al uso de la copa.



ANTES DEL ENSAYO



DESPUES DEL ENSAYO



Planta

Fig. 2.32 Ensayo del LL.

Casagrande concluyó que cada golpe en un dispositivo estándar para límite líquido corresponde a una resistencia cortante del suelo de aproximadamente  $1 \text{ gr/cm}^2 (\approx 0.1 \text{ kN/m}^2)$ . Por consiguiente, el límite líquido de un suelo de grano fino da el contenido de agua para el cual la resistencia cortante del suelo es aproximadamente de  $25 \text{ g/cm}^2 (\approx 2.5 \text{ kN/m}^2)$ .

### ***Límite Plástico (PL)***

El límite plástico se define como el contenido de humedad, expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico. Para determinar el límite plástico, generalmente se hace uso del material que, mezclado con agua, ha sobrado de la prueba del límite líquido y al cual se le evapora humedad por mezclado hasta tener una mezcla plástica que sea fácilmente moldeable. Se forma luego una pequeña bola que deberá rodillarse enseguida aplicando la suficiente presión a efecto de formar filamentos.

Así entonces, el *límite plástico* se define como el contenido de agua, en porcentaje, con el cual el suelo, al ser enrollado en rollitos de 3.2 mm de diámetro, se desmorona. El límite plástico es límite inferior de la etapa plástica del suelo. La prueba es simple y se lleva a cabo enrollando repetidamente a mano sobre una placa de vidrio una masa de suelo de forma elipsoidal.

La prueba para la determinación del límite plástico, tal como Atterberg la definió, no especifica el diámetro a que debe llegarse al formar el cilindro de suelo requerido. Terzaghi agregó la condición de que el diámetro sea de 3 mm (1/8"). La formación de los rollitos se hace usualmente sobre una hoja de papel totalmente seca, para acelerar la pérdida de humedad del material; también es frecuente efectuar el rolado sobre una placa de vidrio. Cuando los rollitos llegan a los 3 mm, se doblan y presionan, formando una pastilla que vuelve a rolarse, hasta que en los 3 mm justos ocurra el desmoronamiento y agrietamiento; en tal momento se determinará rápidamente su contenido de agua, que es el límite plástico.

Se han hecho varios intentos para sustituir el rolado manual por la acción mecánica de algún aparato, pero sin resultados satisfactorios, debido, en primer lugar, a que la experiencia ha demostrado que en esta prueba la influencia del operador no es importante y, en segundo, a que, hasta la fecha, no ha podido desarrollarse ningún aparato en que la presión ejercida se ajuste a la tenacidad de los diferentes suelos; en el rolado manual, el operador, guiado por el tacto, hace el ajuste automáticamente.

### ***Índice de plasticidad. (IP)***

Se denomina Índice de Plasticidad o Índice Plástico (I.P.) a la diferencia numérica entre los límites líquido y plástico, e indica el margen de humedades dentro del cual se encuentra en estado plástico tal como lo definen los ensayos.

Tanto el límite líquido como el límite plástico dependen de la cantidad y tipo de arcilla del suelo; sin embargo, el índice plástico depende generalmente de la cantidad de arcilla del suelo.

Comparando el índice de plasticidad con el que marcan las especificaciones respectivas se puede decir si un determinado suelo presenta las características adecuadas para cierto uso.

### ***Límite de contracción.***

El Límite de contracción (L.C.) de un suelo se define como el porcentaje de humedad con respecto al peso seco de la muestra, con el cual una reducción de agua no ocasiona ya disminución en el volumen del suelo.

Lo anterior se basa en que la masa de suelo se contrae conforme se pierde gradualmente el agua del suelo. Con una pérdida continua de agua, se alcanza una etapa de equilibrio en la que más pérdida de agua conducirá a que no haya cambio de volumen.

La diferencia entre el límite plástico y el límite de contracción se llama índice de contracción (I.C.) y señala el rango de humedad para el cual el suelo tiene una consistencia semisólida.

Las pruebas de límite líquido y plástico se realizan en suelos cohesivos para fines de clasificación y predicción de sus propiedades técnicas. Para predecir la compresibilidad de arcillas y limos puede utilizarse el diagrama de plasticidad de Casagrande. Para usar este diagrama es necesario saber si el suelo es de origen orgánico o inorgánico. Los suelos orgánicos son generalmente de color oscuro con un olor característico de vegetación putrefacta. En caso de duda, el límite líquido se determinará con una muestra que haya sido desecada en un horno. Si el secado reduce el límite líquido de la muestra en un 30% o más, el suelo es orgánico. El procedimiento más común, es efectuar los ensayos del límite líquido y plástico con unas cuantas muestras seleccionadas en cada uno de los principales tipos de suelo existentes en las perforaciones. Comparando los resultados y trasladando los datos al diagrama de plasticidad, pueden clasificarse los distintos tipos de suelo en un orden aproximado de compresibilidad.

**Carta de plasticidad.**

Los límites líquido y plástico son determinados por medio de pruebas de laboratorio relativamente simples que proporcionan información sobre la naturaleza de los suelos cohesivos. Las pruebas son usadas ampliamente por ingenieros para correlacionar varios parámetros físicos del suelo así como para la identificación del mismo. Casagrande estudió la relación del índice de plasticidad respecto al límite líquido de una amplia variedad de suelos naturales. Con base a los resultados de las pruebas, propuso una carta de plasticidad que se muestra en la Fig. 2.33. La característica importante de esta carta es la línea A empírica dada por la ecuación  $PI = 0.73 (LL - 20)$ . La línea A separa las arcillas inorgánicas de los limos inorgánicos. Las gráficas de los índices de plasticidad contra límites líquidos para las arcillas inorgánicas se encuentran arriba de la línea A, y aquellas para limos inorgánicos se hayan debajo de la línea A. los limos orgánicos se grafican en la misma región (debajo de la línea A y con el LL variado entre 30 y 50) que los limos inorgánicos de compresibilidad media. Las arcillas orgánicas se grafican en la misma región que los limos inorgánicos de alta compresibilidad (debajo de la línea A y LL mayor que 50). La información proporcionada en la carta de plasticidad es de gran valor y es la base para la clasificación de los suelos de grano fino en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

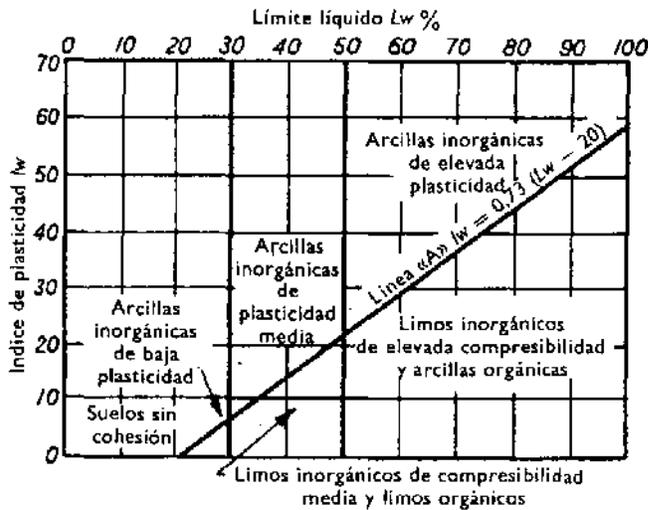


Fig. 2.33 Carta de Plasticidad de Casagrande.

### II.3.5.3 Propiedades Mecánicas.

Para explicar el comportamiento ingenieril de los suelos es necesario entender el concepto de esfuerzo en una masa de suelo y, en particular, la manera como el esfuerzo que actúa sobre el suelo como un todo se relaciona con los esfuerzos que se desarrollan dentro del esqueleto del suelo y del fluido intersticial.

Para poder resolver problemas de ingeniería, también es necesario entender como evaluar los esfuerzos que actúan en un punto de la masa de suelo debidos a su propio peso y así mismo el cambio de esfuerzos que se induce en el suelo debido a la acción de carga (o descarga) externa producto de la construcción de obras de ingeniería. De la misma manera son importantes las deformaciones de la masa de suelo, principalmente los asentamientos, que resultan de los cambios de tales esfuerzos.

#### **Resistencia al esfuerzo cortante.**

Una de las funciones más importantes del estudio de Mecánica de Suelos es la predicción de la magnitud de los esfuerzos bajo cargas que producen deformaciones excesivas, llamados *esfuerzos de falla*. Cualquier carga producirá esfuerzos y deformaciones que pueden integrarse en la zona de interés de los esfuerzos para obtener la deformación.

Como el suelo es un material formado por partículas, la falla se debe principalmente al rodamiento y deslizamiento de los granos y no a una simple tensión o compresión. Debido a este modo de falla, los esfuerzos de interés son los *esfuerzos cortantes*; por lo que la resistencia del suelo o la resistencia de interés del suelo es la *resistencia al esfuerzo cortante*.

La zona sometida a esfuerzos fallará si estos son muy grandes. La *falla* se define como una alteración considerable o un cambio en el estado de la estructura del suelo (o remoldeo) acompañado por una deformación substancial y un agrandamiento de la zona sometida a esfuerzo hasta que la deformación cesa.

Los suelos invariablemente fallan bajo una combinación de esfuerzo normal de compresión y esfuerzo cortante en plano de falla, en donde el esfuerzo normal presenta una gran parte o casi toda la fricción o resistencia al corte.

De forma general, la *resistencia cortante* de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él. Los ingenieros deben entender la naturaleza de la resistencia al esfuerzo cortante, ya que su evaluación es necesaria en la mayoría de los problemas de estabilidad de suelos. Estos problemas incluyen:

- 1) Selección adecuada de los taludes que garanticen la estabilidad para terraplenes y excavaciones (incluyendo los cortes en carreteras).
- 2) Determinación de la capacidad de carga admisible para una cimentación, esto es, la carga que un suelo puede resistir con cierta seguridad, incluyendo la carga que terraplenes, rellenos y diques imponen sobre el suelo de cimentación.
- 3) Determinación de la capacidad de soporte para zapatas y losas de cimentación.
- 4) Determinación de la resistencia al esfuerzo de corte desarrollada entre el suelo y pilote o cajones de cimentación.
- 5) Determinación del empuje de un suelo contra un muro de contención.

Por lo anterior, el conocimiento de la resistencia al corte es requisito indispensable para cualquier análisis relacionado con la estabilidad de una masa de suelo.

Encontraremos que la resistencia al esfuerzo cortante no es un valor único, sino que esta fuertemente influenciada *in situ* por factores tales como carga, descarga y, particularmente, por los cambios en el contenido de agua. En los métodos de ensayo de laboratorio, la perturbación de la muestra y la velocidad de aplicación de la carga influyen marcadamente el valor obtenido de la resistencia.

Una muestra de suelo sometida a un esfuerzo de corte tiende a producir un desplazamiento de las partículas entre sí o de una parte de la masa del suelo con respecto al resto del mismo.

Estos movimientos dentro de la masa de suelo tienden a ser contrarrestados por la mencionada *resistencia al corte* del suelo.

Las propiedades principales del suelo que determinan la resistencia al esfuerzo cortante son:

La *cohesión*, que se puede definir como la adherencia entre las partículas del suelo debida a la atracción entre ellas en virtud de las fuerzas moleculares, y

El *ángulo de fricción interna*, que es un valor de *convenio* introducido para simplificar, y se le considera constante aunque no lo es. El ángulo de fricción interna depende de la uniformidad de las partículas del suelo, del tamaño y forma de los granos y de la presión normal.

La cohesión de un suelo y el ángulo de fricción interna, componentes del esfuerzo de corte del mismo, pueden obtenerse de diferentes maneras, y entre ellas figuran: a) por medio del aparato de corte directo ideado por Arthur Casagrande, y b) por la prueba de compresión triaxial. En el caso de las arcillas, la determinación del esfuerzo de corte puede determinarse, además, con la prueba de compresión axial no confinada o con la prueba de la veleta (no muy utilizadas actualmente para fines de ingeniería de cimentaciones).

Los ensayos de suelos que comúnmente son empleados para obtener los parámetros de resistencia al corte incluyen:

- 1) Ensayos de esfuerzo de corte directo.
- 2) Prueba de compresión inconfiada o ensayos  $q_u$ .
- 3) Ensayos triaxiales.

### **Prueba de compresión triaxial o prueba triaxial de corte.**

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

Esta prueba es el ensayo de corte de uso más común; es adecuada para todos los tipos de suelos excepto arcillas muy sensitivas y permite aplicar diferentes procedimientos.

Es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de la resistencia cortante. Se usa ampliamente tanto para investigaciones como para pruebas convencionales. La prueba se considera confiable por las siguientes razones:

1. Proporciona información sobre el comportamiento esfuerzo-deformación unitaria del suelo, cosa que no hace la prueba de corte directo.
2. Proporciona condiciones más uniformes de esfuerzo que la prueba de corte directo con sus concentraciones de esfuerzos a lo largo del plano de falla.
3. Proporciona más flexibilidad en términos de trayectoria de carga.

La medición de las propiedades de resistencia del suelo en un ensayo triaxial fue investigada en detalle por Bishop y Henkel (1962).

Aparato y procedimiento.

En la Fig. 2.34 se muestra un diagrama del artefacto para la prueba triaxial.

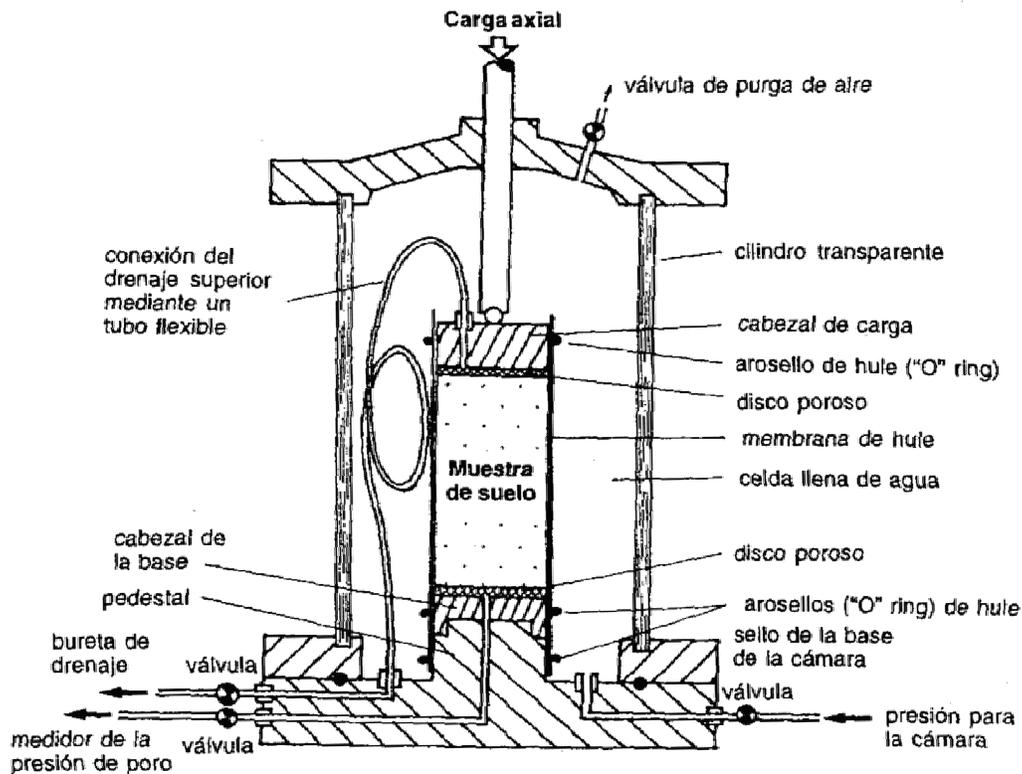


Fig. 2.34 Cámara triaxial.

La prueba de compresión triaxial se realiza envolviendo en una membrana de hule impermeable un espécimen cilíndrico del suelo que se desea probar y se coloca dentro de una cámara cilíndrica y hermética de plástico o lucita con bases metálicas, para lograr el debido confinamiento; dicha cámara se llena usualmente con agua o glicerina. El espécimen queda sometido entonces a una presión de confinamiento por compresión del fluido en la cámara. El fluido de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella.

Las bases de la muestra quedan en contacto con cabezas sólidas provistas de piedras porosas que sirven de filtro y cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo Sarán); provistos de válvulas que permiten gobernar la salida o entrada del agua al espécimen. Dichos tubos de drenaje pasan a través de la

base de la cámara y mediante el uso de dichas conexiones se puede conocer el volumen de agua expulsado o absorbido por el suelo o medir la presión de poro del agua (según las condiciones de la prueba). La unión entre la membrana y las cabezas se ata con banda de hule para garantizar el sello hermético.

Para generar la falla cortante en el espécimen, se aplica un esfuerzo axial al espécimen sobre la platina superior a través de un émbolo vertical de carga que atraviesa la base superior (tapa) de la cámara pasando por un depósito de grasa a presión, el que evita las fugas de agua a lo largo de la pared del émbolo y reduce a un mínimo de fricción de este contra la tapa.

El esfuerzo axial mencionado se suma en una de dos maneras:

1.- Aplicación de pesos muertos o presión hidráulica en incrementos iguales hasta que el espécimen falla (la deformación axial del espécimen que resulta de la carga aplicada por medio del émbolo se mide con un micrómetro).

2.- Aplicación de deformación axial a razón constante por medio de una prensa de carga con engranes o hidráulica. Esta es una prueba por deformación unitaria controlada. La carga axial aplicada por el émbolo de carga correspondiente a una deformación axial dada es medida por un anillo de prueba o celda de carga unida al émbolo.

Para minimizar las fuerzas de fricción arriba y debajo de la muestra y permitir que durante el corte la deformación lateral no tenga restricciones, se colocan discos de caucho lubricados entre la muestra y los cabezales.

En la realización de la prueba triaxial se utiliza generalmente un espécimen cilíndrico de suelo que tiene una relación altura/diámetro de 2:1; los tamaños usuales son de 76 x 38 mm y 100 x 50 mm.

Con la eliminación de los esfuerzos cortantes en los extremos superior e inferior de la muestra, y puesto que entre el agua de la cámara y la superficie vertical de la muestra no se generan esfuerzos cortantes, el esfuerzo axial y la presión de cámara son los esfuerzos principales. Bajo las condiciones del ensayo triaxial, el esfuerzo principal mayor, denominado  $\sigma_1$  es el esfuerzo axial, y los esfuerzos principales, intermedio y menor, llamados  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ , son iguales a la presión de cámara. Esto debido a que la presión que se ejerce con el fluido que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, y por lo tanto esta actúa no solo en la superficie vertical de la muestra, sino también en sus bases, esto es tanto lateral como axialmente. Así pues, en las bases del espécimen actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

Por tanto, si en cualquier etapa del ensayo de corte la carga del pistón vertical es  $P$  y la sección transversal de la muestra es  $A$ , entonces

$$\sigma_1 = P/A + \sigma_3$$

Donde

$$P/A = \sigma_1 - \sigma_3$$

El esfuerzo  $P/A$  que aplica el pistón es por tanto igual a la diferencia entre los esfuerzos totales principales, mayor y menor,  $\sigma_1 - \sigma_3$ , el cual se denomina *desviador de esfuerzos o esfuerzo desviador*.

El ensayo puede hacerse con *deformaciones controladas*; en este caso el pistón de carga vertical se apoya en un marco de carga motorizado con un sistema de engranajes que permita deformar verticalmente la muestra a una velocidad constante, o con *esfuerzo controlado*; en este caso se permite que la muestra se deforme libremente bajo la aplicación de cargas en el pistón vertical.

Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa.

Tipos de pruebas triaxiales.

La aplicación de la presión de cámara y del esfuerzo desviador son dos etapas diferentes del ensayo. Si el drenaje de la muestra en cada etapa se permite o no, depende del tipo de suelo y de la naturaleza del problema de campo que se quiere estudiar. Un elemento de suelo en el campo (en especial un elemento de arcilla) puede fallar en estado no drenado, parcialmente drenado o drenado.

Por lo anterior, tres tipos estándar de pruebas triaxiales son generalmente llevadas a cabo:

1. Prueba consolidada-drenada o prueba drenada (prueba CD).
2. Prueba consolidada-no drenada (prueba CU).
3. Prueba no consolidada-no drenada o prueba no drenada (prueba UU).

### **Prueba consolidada-drenada.**

Cuando la construcción en campo reposa sobre un depósito de arena o grava, la falla potencial se producirá en condiciones drenadas. Es posible que se presenten fallas en cortes medios en arcillas, varios años después de su construcción, cuando el exceso de presión intersticial inicial (negativo) se disipa por completo. Estas condiciones pueden simularse en la prueba consolidada-drenada. Este es un ensayo en el cual la muestra el espécimen se somete primero a una presión de confinamiento  $\sigma_3$  a todo su alrededor mediante compresión del fluido de la cámara. Conforme se aplica la presión de confinamiento, la presión de poro del agua del espécimen se incrementa. Como la conexión del drenaje se mantiene abierta, tiene lugar la disipación del exceso de presión de poro del agua, y por consiguiente la consolidación. En suelo saturado, el cambio en el volumen del espécimen que tiene lugar durante la consolidación se obtiene del volumen de agua de poro drenado.

El esfuerzo desviador sobre el espécimen entonces es aplicado a poca velocidad, en incrementos pequeños colocados a intervalos de tiempo suficientemente largos para garantizar que con la conexión al drenaje abierta se permita la completa disipación de cualquier presión de poro del agua que se desarrolle como consecuencia, de tal manera que sea igual a 0 a lo largo de la etapa de corte.

En estas condiciones puede decirse prácticamente que los esfuerzos aplicados exteriormente a la probeta son siempre esfuerzos efectivos o intergranulares, ya que la presión de poro se considera nula durante todo el proceso.

Además, la aplicación de la mencionada carga axial hace que la presión de poro generada por el incremento anterior se disipe de manera completa antes de aplicar el siguiente. Se usa una

de las conexiones de la base de la cámara para vigilar la presión de poro, y otra para medir el cambio de volumen de la muestra.

Por lo general existe muy poca diferencia entre los parámetros de esfuerzos efectivos que se obtienen en ensayos drenados con los que se obtienen en ensayos consolidados-no drenados. Sin embargo, en arenas y en arcillas altamente preconsolidadas  $\phi_d$  es ligeramente mayor que  $\phi'$ , debido al trabajo que hace la muestra de suelo cuando se expande durante el corte, en contra de la presión de confinamiento.

Varias pruebas sobre especímenes similares se conducen variando la presión de confinamiento. Con los esfuerzos principales mayor y menor en la falla para cada prueba, se dibujan los círculos de Mohr y se obtienen las envolventes de falla.

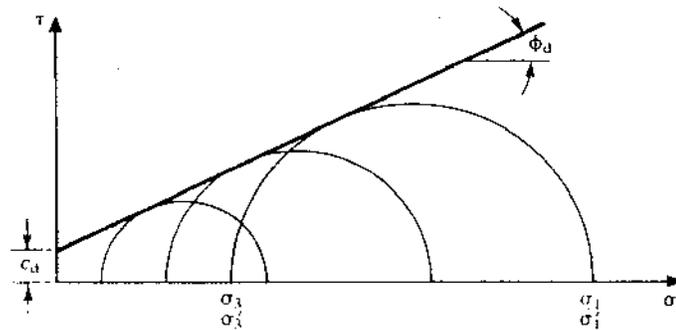


Fig. 2.35 Envolvente de Falla en ensayos drenados con arcilla.

Una prueba triaxial consolidada-drenada (CD) sobre suelo arcilloso lleva varios días en terminarse; tiempo necesario para aplicar un esfuerzo desviador a muy poca velocidad y garantizar un drenaje completo del espécimen de suelo. Por esta razón, el tipo CD de prueba triaxial no es usada comúnmente.

#### **Prueba consolidada-no drenada.**

Si el tiempo de construcción se extiende por largo tiempo (como, por ejemplo, en el caso de presas de tierra) es razonable suponer que al final de la construcción ya se habrá producido algún grado de consolidación. Si en este momento los esfuerzos cortantes que se generan en el suelo tienen la magnitud suficiente para producir la falla, esta se producirá rápidamente sin drenaje adicional. Este comportamiento se modela con el ensayo consolidado-no drenado en el cual la muestra de suelo se consolida por completo con la presión de cámara y luego el desviador de esfuerzos produce la falla en condiciones no drenadas.

La prueba consolidada-no drenada es el tipo más común de prueba triaxial. En este tipo de prueba se aplica la presión al fluido de la cámara y se abren las válvulas de drenaje del espécimen permitiendo que la presión de los fluidos de los poros, producida por el incremento de presión aplicada al espécimen, se disipe completamente, es decir, se permite la consolidación total de la probeta de suelo bajo la presión aplicada exteriormente. La observación de las deformaciones longitudinales mediante el micrómetro y del volumen de agua expulsada que se registra en la bureta graduada a través del tiempo suministra datos para trazar la curva de consolidación correspondiente e identificar el tiempo en el que se ha logrado la totalidad de la consolidación primaria.

Después que la presión de poro del agua generada por la aplicación de la presión de confinamiento es completamente disipada y una vez alcanzado el 100% de consolidación primaria, se procede a cerrar las válvulas de drenaje y el esfuerzo desviador sobre el espécimen se incrementa aplicando la carga al émbolo para causar la falla cortante.

Como ya se mencionó, durante la fase del incremento del esfuerzo axial la línea de drenaje desde el espécimen se mantiene cerrada; y como el drenaje no se permite, la presión de poro del agua crecerá y por tanto, durante la prueba se hacen mediciones del incremento del esfuerzo desviador y de la presión de poro.

A diferencia de la prueba consolidada-drenada, los esfuerzos total y efectivo principales no son iguales en la prueba consolidada-no drenada. Como en esta prueba se mide la presión de poro en la falla los esfuerzos son principales.

La duración de la etapa de consolidación depende del tipo de suelo y el tamaño del espécimen, pero puede tomar en algunos casos hasta 48 horas; la etapa de carga axial varía entre 10 minutos y 2 horas.

Pruebas sobre varios especímenes similares con diferentes presiones de confinamiento se efectúan para determinar los parámetros de resistencia cortante.

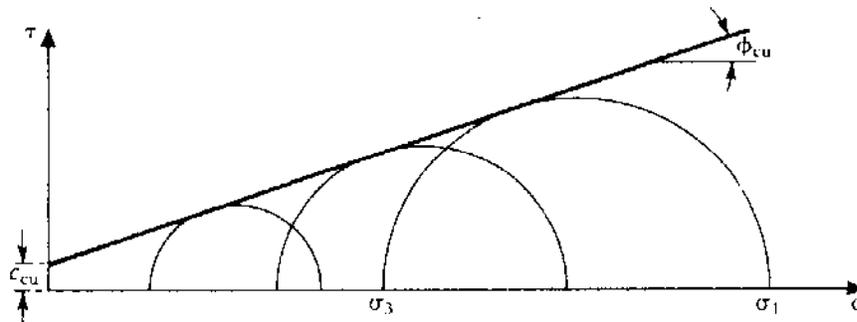


Fig. 2.36 Envolvente de Falla en ensayos consolidados-no drenados con arcilla.

Las pruebas consolidadas-drenadas toman un tiempo considerable. Por eso, las pruebas consolidadas-no drenadas deben realizarse en tales suelos con medición de la presión de poro para obtener los parámetros de resistencia cortante drenada. Como el drenaje no se permite en esas pruebas durante la aplicación del esfuerzo desviador, las pruebas deben efectuarse rápidamente.

Mientras que en la prueba rápida o sin drenaje el contenido de agua del espécimen de suelo permanece constante, en la rápida-consolidada cambia dicho contenido de agua por que permite la salida de los fluidos (agua y gases) durante el proceso de consolidación bajo la presión lateral.

### **Prueba no consolidada-no drenada.**

Este ensayo tiene aplicación en ensayos de estabilidad a corto plazo de obras construidas con o sobre depósitos de arcilla en los que se considera que el tiempo transcurrido hasta el final de la construcción es insuficiente para la disipación del exceso de presión intersticial. Tales obras por

lo general incluyen pequeños terraplenes, taludes artificiales, muros de contención y cimentaciones de edificaciones.

En las pruebas no consolidadas-no drenadas, las válvulas de drenaje se cierran antes de aplicar la presión al fluido de la cámara, por lo que el drenaje del espécimen de suelo no se permite durante la aplicación de la presión de la cámara. A continuación, el espécimen de prueba es cortado a la falla por la aplicación del esfuerzo desviador, también sin permitirse el drenaje. La falla generalmente se presenta a lo largo de un plano inclinado. Un micrómetro marca las deformaciones longitudinales del espécimen.

El incremento del esfuerzo desviador es bastante rápido, lo que permite que no se disipe la presión de poro y, puesto que no hay drenaje, no se toman mediciones de la presión de poro y los resultados solo pueden expresarse en términos del esfuerzo total. Así pues, como el drenaje no se permite en ninguna etapa, la prueba se lleva a cabo muy rápidamente, teniendo una duración de la prueba aproximadamente de 10 a 15 minutos.

Debido a la aplicación de la presión de confinamiento en la cámara, la presión de poro del agua en el espécimen del suelo se incrementará. Habrá también, un aumento adicional de la presión de poro debido a la aplicación del esfuerzo desviador. Por consiguiente, la presión de poro del agua total en el espécimen en cualquier etapa de la aplicación del esfuerzo desviador se da como la suma de las anteriores.

La prueba no consolidada-no drenada es usualmente llevada a cabo sobre especímenes de arcilla y depende de un concepto de resistencia muy importante para los suelos cohesivos saturados. El esfuerzo axial agregado en la falla (esfuerzo desviador), es prácticamente el mismo independientemente de la presión de confinamiento de la cámara, por lo que la envolvente de falla para los círculos de Mohr del esfuerzo total se vuelve una línea horizontal y por consiguiente se llama una condición de  $\phi = 0$ , y

$$\tau_f = c_u$$

donde  $c_u$  es la resistencia cortante no drenada y es igual al radio de los círculos de Mohr.

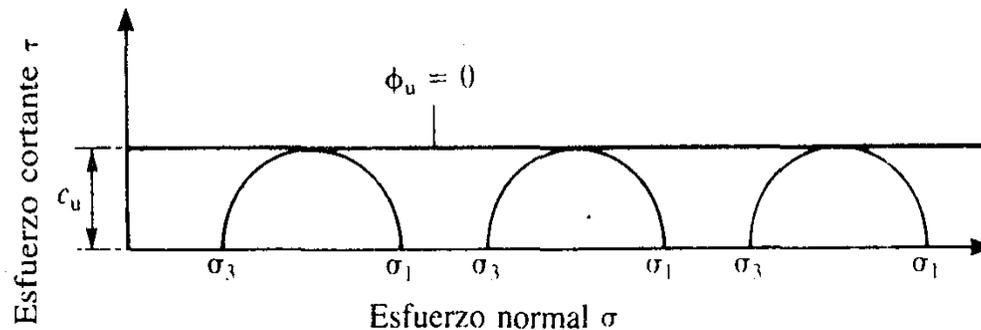


Fig. 2.37 Envolvente de Falla en ensayos no drenados sobre arcilla saturadas.

El valor de la resistencia al corte no drenada de una arcilla puede utilizarse para indicar su estado de consistencia. La siguiente muestra las definiciones utilizadas por Terzaghi y Peck.

Consistencia	Resistencia al corte no drenado $c_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
Muy blanda	< 12
Blanda	12 – 25
Firme	-----
Media	25 – 50
Rígida	50 – 100
Muy rígida	100 – 200
Dura	> 200

En resumen, la resistencia no drenada de una arcilla ( $C_u$ ) se obtiene de muestras de suelo sometidas a condiciones no drenadas durante todo el ensayo, donde no se permite el drenaje durante la aplicación de la presión de cámara ni durante la aplicación del desviador de esfuerzos.

La cohesión no drenada determina la resistencia al corte no drenada. De este modo, por lo general,  $C_u$  se denomina resistencia al corte no drenada; y como la envolvente de falla es horizontal, entonces

$$c_u = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{1}{2} D_f$$

donde el desviador de esfuerzos en la falla,  $D_f$ , define la *resistencia a la compresión de la muestra*.

### Consolidación.

Todos los materiales experimentan deformación cuando se les sujeta a un cambio en sus condiciones de esfuerzo. Las características de esfuerzo-deformación de los materiales estructurales tales como el acero y el concreto son hoy suficientemente bien comprendidas para la mayoría de las aplicaciones prácticas y pueden determinarse en el laboratorio con razonable grado de confianza.

La deformación de la mayoría de los suelos, aún bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales, además esa deformación no se produce, usualmente, en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla en el transcurso del tiempo. Así, cuando un estrato de arcilla soporta un edificio, pueden ser necesarios muchos años para que la deformación del suelo se complete. Otra diferencia entre los materiales estructurales y el suelo estriba en el hecho de que en los primeros la deformación es principalmente resultado de un cambio de forma, sin variación de volumen, mientras que en los suelos ambos fenómenos son importantes; en algunos problemas, particularmente en el asentamiento de edificios construidos sobre arcilla, la deformación debida a cambio volumétrico en los estratos de suelo subyacente, es mucho más importante que la deformación debida a cambio de forma.

Cuando un depósito de suelo se somete a un incremento de esfuerzos totales, por ejemplo, como resultado de la carga aplicada por la construcción de un edificio o un terraplén, se produce en el suelo un *exceso de presión intersticial*. Puesto que el agua no puede resistir esfuerzos cortantes, el exceso de presión intersticial se disipa mediante un flujo de agua hacia el exterior. La velocidad a la cual se produce este proceso depende principalmente de la permeabilidad de la masa de suelo.

La disipación del exceso de presión intersticial debida al flujo de agua hacia el es un proceso que tiene dos consecuencias importantes:

1. Conduce a una reducción del volumen de poros y, por tanto, a una reducción del volumen total de la masa de suelo, lo cual se manifiesta en el asentamiento de la superficie del terreno y, por consiguiente, en un asentamiento de la estructura.
2. Durante la disipación del exceso de presión intersticial, el esfuerzo efectivo en la masa de suelo aumenta y por tanto se incrementa su resistencia al cortante. La consolidación y la resistencia al cortante son, por tanto, procesos que se relacionan mutuamente.

De lo anterior se deduce que cuando un suelo se consolida se produce una disminución de la relación de vacíos acompañada por un incremento del esfuerzo efectivo.

En un suelo granular, tal como una arena, la permeabilidad es relativamente alta y por ello el exceso de presión intersticial puede disiparse al instante. En consecuencia, el asentamiento de la estructura por lo general se termina al final de la construcción. En contraste, los depósitos de arcilla a menudo tienen una permeabilidad muy baja y por ello la disipación del exceso de presión intersticial es un proceso muy lento. En consecuencia, una estructura puede continuar asentándose durante varios años después de terminada la construcción.

Así pues, cuando la compresión de una masa de suelo depende del tiempo, esta se denomina *consolidación*. Al igual que todos los asentamientos en el suelo, la consolidación es una deformación elastoplástica que resulta de una permanente reducción de la relación de vacíos debido a un incremento en los esfuerzos. La diferencia esencial entre la compresión ordinaria y asentamiento por consolidación es que la consolidación depende del tiempo.

Cuando se construye una cimentación, tienen lugar cambios en el suelo bajo la cimentación. El esfuerzo neto usualmente se incrementa. Este aumento del esfuerzo neto en el suelo depende de la carga por área unitaria a la que cimentación esta sometida, de la profundidad debajo de la cimentación en la que se hace la estimación del esfuerzo, entre otros factores. Es necesario estimar el incremento neto del esfuerzo vertical en el suelo, que ocurre como resultado de la construcción de una cimentación, para así calcular los asentamientos. Aunque los depósitos de suelo natural no son materiales totalmente elásticos, isotropos u homogéneos, los cálculos para estimar incrementos del esfuerzo vertical, con base a la teoría de la elasticidad, dan resultados bastante buenos para el trabajo práctico.

La compresión de la masa de los suelos es causada por: a) deformación de las partículas de suelo, b) reacomodo de las partículas de suelo, y c) expulsión de agua o aire de los espacios vacíos. Por consiguiente, en general, el asentamiento del suelo causado por cargas se divide en tres amplias categorías:

*Asentamiento inmediato*, provocado por la deformación elástica del suelo seco y los suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua. Los cálculos de los asentamientos inmediatos se basan, generalmente, en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.

*Asentamiento por consolidación primaria*, es resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión de agua que ocupa los espacios vacíos.

*Asentamiento por consolidación secundaria*, se observa en suelo saturados cohesivos y es resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo. Este sigue al asentamiento por consolidación primaria bajo un esfuerzo efectivo constante.

El proceso de consolidación se aplica a todos los suelos, pero en la práctica solo tiene interés en el caso de estructuras cimentadas en depósitos de arcilla. En tales casos se necesita predecir:

- 1) El asentamiento total de la estructura, y
- 2) La velocidad a la cual se produce dicho asentamiento.

En general, el proceso de la consolidación involucra en tres dimensiones el flujo del agua intersticial y las deformaciones de la masa de suelo. Sin embargo, las teorías tridimensionales son muy complejas y difíciles de aplicar en la práctica. El caso más simple que puede tratarse matemáticamente es el caso unidimensional, ya que frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir solo en dirección vertical; esta es la *consolidación unidireccional o unidimensional*. En la consolidación unidimensional, por lo tanto, el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos. Esta es la teoría que se utiliza con mayor frecuencia en la práctica y es la base de casi la totalidad de los cálculos de asentamientos.

En el pasado, se han originado muchas fallas en edificios al no reconocer que los asentamientos podrían continuar por muchos años, produciendo un asentamiento total acumulado muy grande.

Actualmente, es posible determinar los posibles asentamientos a largo plazo por medio de una exploración del suelo. El mejor método de predicción involucrará ensayos de laboratorio con muestras obtenidas cuidadosamente (sin perturbar), pero los estimativos pueden hacerse utilizando métodos menos refinados.

### Prueba de consolidación unidimensional en el laboratorio.

Debido a la frecuencia con que han aparecido asentamientos no previstos, originados por este fenómeno, la compresibilidad de los estratos confinados de arcilla han recibido una creciente atención durante los últimos años. Debido a ello se han elaborado métodos que permiten estimar la magnitud y distribución de los asentamientos, de modo que si se considera que ellos resultan excesivos se pueda modificar el proyecto de la cimentación.

Con el fin de establecer la relación entre la presión aplicada al suelo y su reducción de volumen, y entre esta deformación y el tiempo necesario para que se verifique, se recurre en el laboratorio a la prueba de *consolidación unidimensional*, originalmente ideada por el Doctor Karl Von Terzaghi, a quien se debe la teoría de la consolidación.

El procedimiento de prueba de la consolidación unidimensional, sugerido por Terzaghi, se efectúa en un consolidómetro (llamado a veces *odómetro*). La Fig. 2.38 es un diagrama esquemático de un consolidómetro.

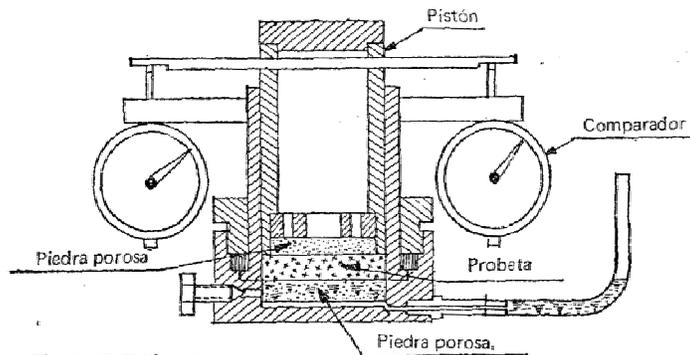


Fig. 2.38 Edómetro.

Usando una muestra de suelo inalterada, se corta un espécimen en forma de disco usualmente de 63.5 mm de diámetro y 25.4 mm de espesor. El espécimen de suelo se coloca dentro de un anillo metálico con dos piedras porosas, una en la parte superior del espécimen y otra en el fondo, las cuales permiten que el exceso de presión de poro debido al incremento de carga escape libremente a medida que los vacíos del suelo se comprimen. La carga sobre el espécimen se aplica por medio de un brazo de palanca, Las deformaciones que sufre el espécimen bajo una carga aplicada se miden por medio de un micrómetro calibrado y un cronómetro permite conocer el tiempo que transcurre para alcanzar la deformación producida por un incremento de carga. El espécimen se mantiene bajo agua durante la prueba. Cada carga se mantiene usualmente durante 24 horas. Después se duplica la presión sobre el espécimen y se continúa la medición de la compresión. Periódicamente se aplica un nuevo incremento de carga al suelo. Investigaciones han encontrado que los mejores resultados se obtienen cuando la carga se dobla produciendo una relación  $Dp/p = 1$ ; por lo tanto una secuencia típica sería 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600, 3200 kPa ó 0.25, 0.50, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0, 16.0 ton/pie<sup>2</sup> en el sistema plbs. Para cada uno de los incrementos de presión se lleva un registro de la forma como progresa la deformación a través del tiempo, haciendo uso del micrómetro y del cronómetro. Al final se determina el peso seco del espécimen de la prueba.

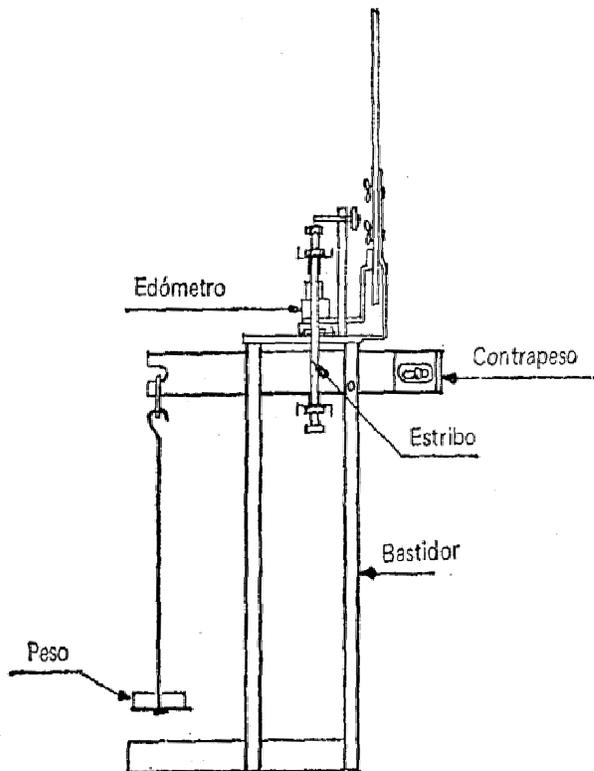


Fig. 2.39 Arreglo para la prueba de consolidación.

Las cargas del ensayo se cambian en la muestra cuando se completa la consolidación bajo el incremento de carga. Puede tomarse como el tiempo durante el cual el deformímetro permanece sin cambio relativo durante tres lecturas sucesivas, y en donde el tiempo transcurrido a partir de cada lectura es aproximadamente el doble del de la lectura anterior. Arbitrariamente, como ya se mencionó, se pueden cambiar las cargas cada 24 horas, lo que es generalmente satisfactorio para muestras con los espesores acostumbrados de 2 a 3 cm y usando equipos con anillos flotantes.

Con los resultados obtenidos se construye una gráfica en papel semilogarítmico que permite conocer, entre otras cosas, el tiempo en el cual se ha alcanzado la consolidación completa del espécimen bajo el incremento de carga correspondiente. Este es un dato importante para saber cuándo se debe agregar el siguiente incremento de carga.

La gráfica así obtenida (una gráfica para cada incremento) recibe el nombre de *curva de consolidación*.

El ensayo de consolidación proporciona datos que se utilizan para calcular la magnitud y velocidad de consolidación del suelo bajo los cimientos. Este ensayo se conoce, en términos más

exactos, como el ensayo de consolidación unidimensional, debido a que la muestra se encierra en un anillo metálico y la carga se aplica en una sola dirección. De los resultados se obtiene el coeficiente de consolidación ( $C_v$ ) que permite calcular la velocidad de asentamiento de toda la estructura. Los datos de carga-asentamiento obtenidos del ciclo de carga y descarga, se utilizan para dibujar curvas de la proporción presión-vacío, a partir de los cuales se establece el coeficiente de compresibilidad de volumen ( $m_v$ ). Estos resultados se emplean para calcular la magnitud del asentamiento bajo una carga dada.

Los ensayos de consolidación están restringidos a los limos y arcillas, debido a que las teorías en que se basan los cálculos de asentamiento están limitadas a suelos de granos finos de estos tipos. No es común efectuar ensayos de consolidación con arcillas muy preconsolidadas, como son las arcillas de origen glaciar, debido a que el asentamiento de estructuras normalmente cargadas en suelos de este tipo es, por regla general, despreciable.

La forma general de la gráfica de deformación el espécimen *versus* tiempo para un incremento dado de carga se muestra en la fig. en la gráfica se observan tres etapas distintas:

*Etapas I:* compresión inicial, causada principalmente por la precarga.

*Etapas II:* consolidación primaria, durante la cual el exceso de presión de poro por agua es gradualmente transferido a esfuerzos efectivos por la expulsión del agua de poro.

*Etapas III:* consolidación secundaria, ocurre después de la total disipación del exceso de presión de poro del agua cuando alguna deformación del espécimen tiene lugar debido al reajuste plástico de la estructura del suelo.

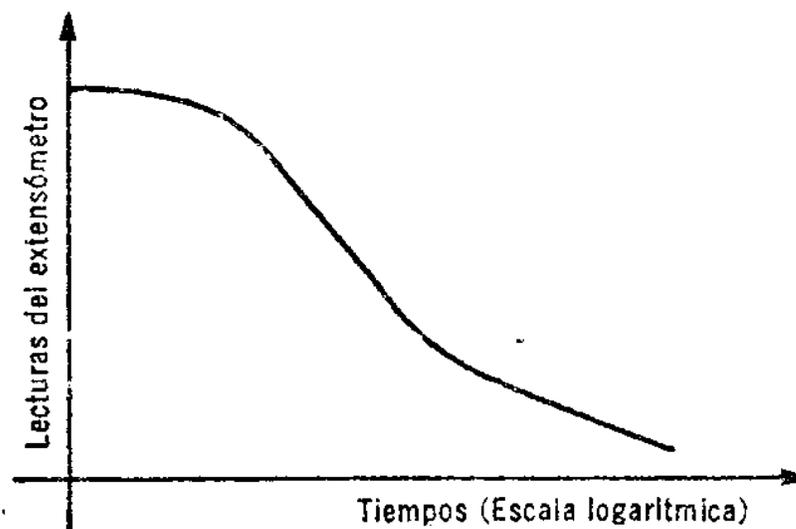


Fig. 2.40 Gráfica Deformación-tiempo de la prueba de consolidación unidimensional.

## CAPÍTULO III.- ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN SOLUCIÓN

### III.1 Las Cimentaciones.

En toda estructura es necesario distinguir dos partes principales: la superestructura y la subestructura.

La superestructura, en el caso de edificios, es aquella parte de la estructura que esta formada por losas, trabes, muros, columnas, etc. La subestructura es la parte de la estructura que sirve para transmitir las cargas de esta al suelo, misma que se denomina cimentación.

Una cimentación es la base de soporte de una estructura, que constituye la interfase a través de la cual se transmiten las cargas al suelo o roca subyacentes.

El objeto de una cimentación es proporcionar el medio para que las cargas de la estructura, concentradas en columnas o muros, se transmitan al terreno produciendo en este un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir asentamientos, o con asentamientos tolerables, ya sean estos uniformes o diferenciales.

En la mayor parte de los casos, las cimentaciones para las estructuras de edificios, casas y otras construcciones se fabrican con concreto simple o reforzado. Excepciones notables son las estructuras de tierra y roca como carreteras, terraplenes y presas.

Para poder elegir acertadamente un determinado tipo de cimentación es necesario seguir la secuela que a continuación se indica:

a) Estudio de cargas y de la compatibilidad entre el tipo de cargas y las características del subsuelo (según tipo de estructura), llevando a cabo análisis cuidadosos y lo más apegados posible a la realidad.

b) Determinación de la capacidad de carga del suelo de cimentación, la seguridad contra fallas al corte último, el servicio y la durabilidad de los materiales, así como de los asentamientos límite probables u otros movimientos.

c) Preparación de varios anteproyectos de los diferentes tipos posibles de cimentación y,

d) Selección del tipo de cimentación más adecuada atendiendo a:

- Tipo de subsuelo.
- Rapidez en la construcción.
- Adaptabilidad.
- Economía (tanto en el costo de la construcción como del mantenimiento futuro).

La gran mayoría de los problemas de diseño de cimentaciones son de rutina y se resuelven mediante una aplicación combinada de experiencia y de reglamentos locales.



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

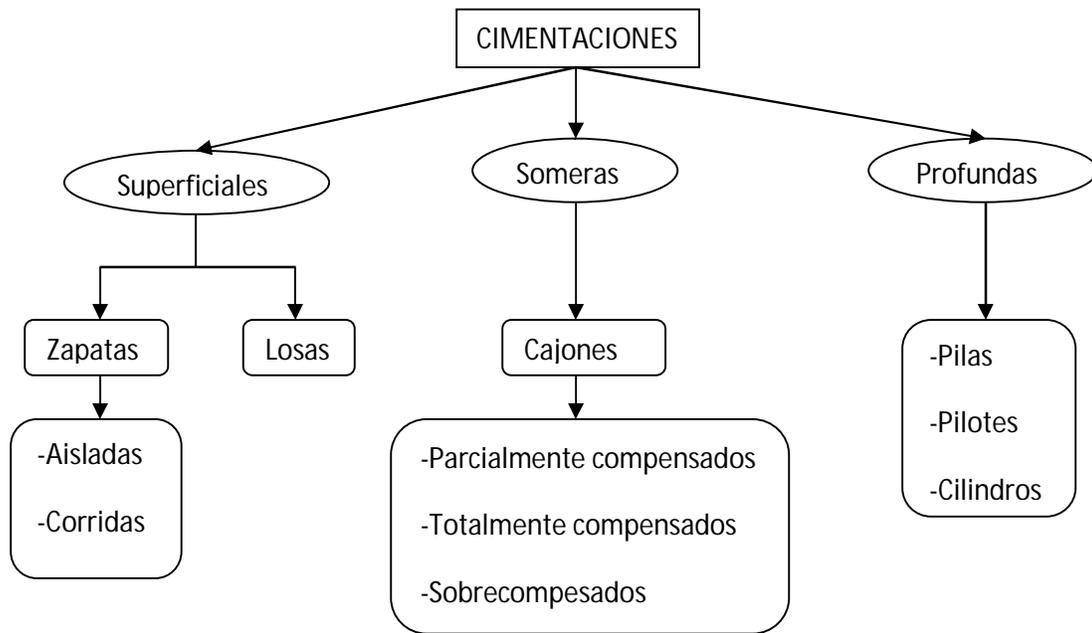
Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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.

El término cimentación, se aplica usualmente de forma restrictiva al miembro que transmite la carga de la superestructura a la tierra, pero en su más completo sentido, la cimentación incluye el suelo y la roca que están debajo. Es una transición o conexión estructural cuyo proyecto depende de las características de ambos, la estructura y el suelo o la roca.

### III.2 Clasificación general de las cimentaciones.

Las cimentaciones de estructuras en ingeniería civil, pueden ser clasificadas de manera general atendiendo la profundidad de desplante de las mismas, ya que este factor es de gran relevancia en la elección de la cimentación adecuada para un determinado proyecto, así podemos decir que las cimentaciones se clasifican de la siguiente manera:



#### III.2.1 Cimentaciones superficiales.

Los tipos más frecuentes de cimentaciones superficiales son las zapatas aisladas, las zapatas corridas y las losas de cimentación (Fig. 3.1).

Las *zapatas aisladas* son elementos estructurales, generalmente cuadrados o rectangulares y más raramente circulares, que se construyen bajo las columnas con el objeto de transmitir las cargas de éstas al terreno en una mayor área, para lograr una presión apropiada. En ocasiones las zapatas aisladas soportan más de una columna. Las zapatas aisladas se construyen generalmente de concreto reforzado.

Las *zapatas corridas* son elementos análogos a los anteriores a los anteriores, en los que la longitud supera en mucho al ancho. Soportan varias columnas o un muro y pueden ser de concreto reforzado o de mampostería, en el caso de cimientos que transmiten cargas no muy grandes. La zapata corrida es una forma evolucionada de la zapata aislada, en el caso en que el suelo ofrezca una resistencia baja, que obligue al empleo de mayores áreas de repartición o en el caso en que deban transmitirse al suelo grandes cargas.

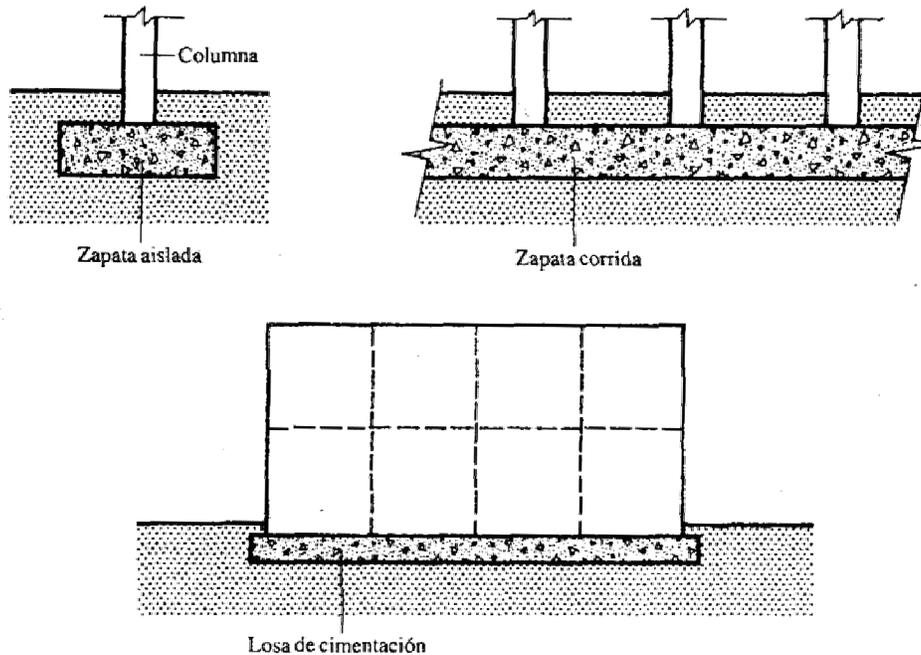


Fig. 3.1 Cimentaciones Superficiales.

Cuando la resistencia del terreno sea muy baja o las cargas sean muy altas, las áreas requeridas para apoyo de la cimentación deben aumentarse, llegándose al empleo de verdaderas *losas de cimentación*, construidas también de concreto reforzado, las que pueden llegar a ocupar toda la superficie construida.

No existe ningún criterio preciso para distinguir entre sí los tres tipos anteriores, siendo la práctica la norma para su distinción. También existen multitud de variedades de cimentaciones combinadas, en las que los tres tipos básicos se entremezclan al gusto del proyectista o el constructor, que se esforzará siempre por extraer del suelo el mayor partido posible, combinando los factores estructurales con las características del terreno de la manera más ventajosa en cada punto.

Si aún en el caso de emplear una losa corrida la presión transmitida al subsuelo sobrepasa la capacidad de carga de este, es evidente que habrá de recurrirse a soportar la estructura en estratos más firmes, que se encuentran a mayores profundidades, llegándose así a las cimentaciones someras y profundas.

### III.2.2 Cimentaciones someras.

Cimentaciones compensadas.

De acuerdo al RCDF en sus NTC: "Se entiende por cimentaciones compensadas aquéllas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la

cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobre-compensada, respectivamente”.

El principio en que se basan éstas cimentaciones es bien sencillo; se trata de desplantar a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguale al peso de la estructura, de manera que al nivel de desplante del suelo, por así decirlo, no sienta la sustitución efectuada, por no llegarle ninguna presión en añadidura a la originalmente existente.

Este tipo de cimentación exige, por supuesto, que las excavaciones efectuadas no se rellenen posteriormente, lo que se logra o con losa corrida en toda el área de cimentación o construyendo cajones huecos en el lugar de cada zapata. El primer tipo de cimentación es usual en edificios compensados, el segundo en puentes, por ejemplo.

Las cimentaciones compensadas han sido particularmente utilizadas para evitar asentamientos en suelos altamente compresibles, pues, teóricamente, los eliminan por no dar al terreno ninguna sobrecarga.

Sin embargo, como el proceso de carga no es simultáneo con el de descarga, resultado de la excavación, tienen lugar expansiones en el fondo de esta, que se traducen en asentamientos cuando, por efecto de la carga de la estructura, dicho fondo regrese a su posición original. Así, los problemas principales de una cimentación compensada emanan de la excavación necesaria, generalmente profunda.

Todo lo anterior se refiere a las cimentaciones denominadas de compensación total, en las que el peso de estructura es igual al de la tierra excavada. También existe, como se enuncia en el primer párrafo de este apartado, la compensación parcial, en donde el peso de la tierra excavada compensa únicamente una parte del peso de la estructura, en tanto que el restante se toma con pilotes o descanso sobre el terreno, si es que la capacidad de carga y la compresibilidad de este lo permiten.

### III.2.3 Cimentaciones Profundas.

Los elementos que conforman las cimentaciones profundas que hoy se utilizan más frecuentemente se distinguen entre sí por la magnitud de su diámetro o lado, según sean de sección recta circular o rectangular, que sin las más comunes.

Los elementos muy esbeltos, con dimensiones transversales de orden comprendido entre 0.30 m y 1.0 m se denominan pilotes (Fig.3.2). A pesar del amplio rango de dimensiones que se indicó, la inmensa mayoría de los pilotes en uso tienen diámetros o anchos comprendidos entre 0.30 m y 0.60 m; y pueden ser de madera, concreto ó acero.

Los elementos cuyo ancho sobrepasa 1.0 m pero no excede del doble de ese valor suelen llamarse pilas. Sin embargo, aún no se ha establecido hasta hoy una distinción definida entre pilas y pilotes y el criterio arriba expuesto tiene el único mérito de ser seguido por un cierto número de especialistas. Para otros, una pila es simplemente un elemento que, trabajando exactamente

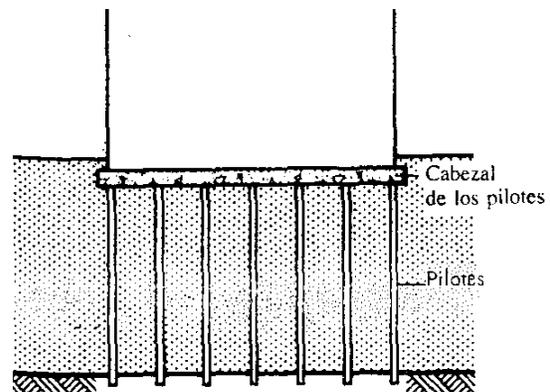


Fig. 3.2 Pilotes.

igual que una zapata, transmite cargas a mayor profundidad que la que suele considerarse en aquellas; según estos especialistas un elemento es pila cuando la relación profundidad a ancho es 4 o mayor, en tanto que para una zapata suelen considerarse relaciones del orden de 1. Por último, cabe mencionar que para muchos ingenieros pila es, en el lenguaje diario, cualquier apoyo intermedio de un puente. En cualquier caso, las pilas se construyen de mampostería o de concreto.

Por último, se requieren muchas veces elementos de mayor sección que las anteriores a los que se les da el nombre de cilindros, cuando son de esa forma geométrica o cajones de cimentación cuando son paralelepípedicos. Los diámetros de los primeros suelen oscilar ente 3.0 m y 6.0 m, se construyen huecos para ahorro de materiales y de peso, con un tapón en su punta y siempre se hacen de concreto. Los cajones tienen anchos similares, son huecos por la misma razón y se construyen con el mismo material.

### II.2.3.1 Cimentaciones con pilotes.

Las cimentaciones con pilotes se requieren en circunstancias especiales. Las siguientes son algunas de estas.

1. Cuando el estrato superior del suelo es altamente compresible y demasiado débil para soportar la carga transmitida por la superestructura, se usan pilotes para transmitir la carga al lecho de roca subyacente o a un estrato de suelo más fuerte como muestra la fig. Cuando no se encuentra un lecho de roca a una profundidad razonable debajo de la superficie del terreno, se usan pilotes para transmitir gradualmente la carga estructural al suelo. La resistencia a la carga estructural aplicada se deriva principalmente de la resistencia por fricción desarrollada en la interfase suelo-pilote.
2. Cuando están sometidas a fuerzas horizontales, las cimentaciones con pilotes resisten por flexión mientras soportan aún la carga vertical transmitida por la superestructura. Ésta situación se encuentra generalmente en el diseño y construcción de estructuras de retención de tierra y en las cimentaciones de estructuras altas que están sometidas a fuerzas severas por viento y/o sismo.
3. En muchos casos, los suelos en el sitio de una estructura propuesta pueden ser expansivos y colapsables. Esos suelos se pueden extender hasta una gran profundidad debajo de la superficie del terreno. Los suelos expansivos se expanden y contraen conforme el contenido de agua aumenta y disminuye, y la presión de expansión de tales suelos es considerable. Si se usan cimentaciones superficiales, la estructura puede sufrir daños considerables. Sin embargo, las cimentaciones con pilotes se consideran como una alternativa cuando los pilotes se extienden más allá de la zona activa que se expande y contrae. Suelos como el *loess* son colapsables. Cuando el contenido de agua de esos suelos aumenta, sus estructuras se rompen. Un decremento repentino en la relación de vacíos del suelo induce grandes asentamientos de estructuras soportadas por cimentaciones superficiales. En tales casos, se usan las cimentaciones con pilotes en las que estos se extienden hasta estratos de suelo estable, más allá de la zona de cambios posibles de contenido de agua.
4. Las cimentaciones de algunas estructuras, como torres de transmisión, plataformas fuera de la costa y losas debajo del nivel freático, son sometidas a fuerzas de levantamiento. Los pilotes se usan a veces para esas cimentaciones y así resistir la fuerza de levantamiento.
5. Los estribos y pilas de puentes son construidos usualmente sobre cimentaciones con pilotes para evitar la posible pérdida de capacidad de carga que una cimentación superficial podría padecer debido a la erosión del suelo en la superficie del terreno.

**Tipos de pilotes y características estructurales.**

Se usan diferentes tipos de pilotes en el trabajo de construcción, dependiendo del tipo de carga por tomarse, de las condiciones del subsuelo y del nivel de agua freática. Los pilotes se dividen en los siguientes tipos:

Según el material del que están contruidos:

- a) Pilotes de acero.
- b) Pilotes de concreto (simple o armado).
- c) Pilotes de madera y
- d) Pilotes compuestos (combinación de los anteriores).

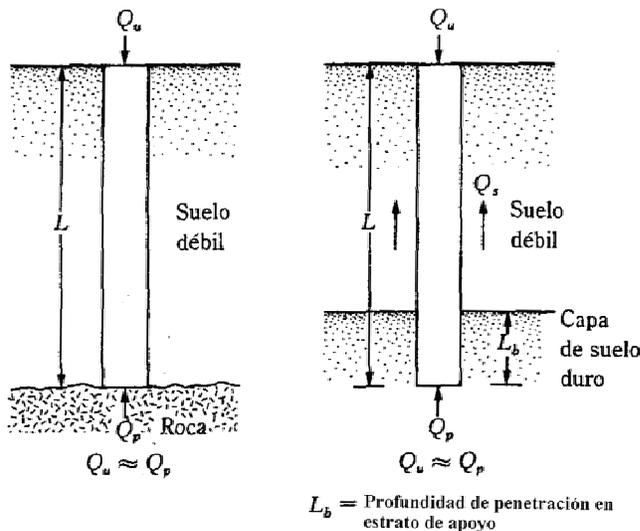
Seleccionar el tipo de pilotes por usar y estimar su longitud necesaria son tareas bastante difíciles que requieren buen juicio. Además de la clasificación dada en la sección anterior, los pilotes se dividen en dos categorías principales, dependiendo de sus longitudes y del mecanismo de transferencia de carga al suelo:

- a) De carga de punta
- b) De fricción.

*Pilotes de carga de punta o de punta.*

Si los registros de perforación establecen la presencia de lechos de roca o de material rocoso a una profundidad razonable, los pilotes se extienden hasta la superficie de la roca (Fig. 3.3). en este caso, la capacidad última de los pilotes depende por completo de la capacidad de carga del material subyacente; entonces son llamados *pilotes de carga de punta*. En la mayoría de

los casos, la longitud necesaria del pilote debe ser establecida lo más preciso.



**Fig. 3.3 Pilotes de punta.**

Si en vez de un lecho rocoso se encuentra un estrato de suelo bastante compacto y duro a una profundidad razonable, los pilotes se prolongan unos cuantos metros dentro del estrato duro (Fig. 3.3)

En estos casos el pilote actúa como una columna con confinación lateral, y la carga se transmite hacia la punta mientras que el suelo o roca resiste con su capacidad de carga.

*Pilotes de fricción.*

Cuando no se tiene una capa de roca o de material duro a una profundidad razonable, los pilotes de carga de punta resultan muy largos y antieconómicos. Para este tipo de condición en el subsuelo, los pilotes se hincan en el material más blando a profundidades específicas (Fig. 3.4).

Estos se denominan *pilotes de fricción* (Fig. 3.4) por que en este caso, la carga se transmite al suelo a través de la adherencia o de la resistencia a la fricción superficial a lo largo del fuste de los pilotes.

La longitud de estos pilotes depende de la resistencia cortante del suelo, de la carga aplicada y del tamaño del pilote. Para determinar las longitudes necesarias, un ingeniero requiere de un buen entendimiento de la interacción suelo-pilote, de buen juicio y experiencia.

Los pilotes fricción puros tienden a ser muy largos, puesto que la capacidad de carga es una función del área del fuste en contacto con el suelo. En los suelos sin cohesión, como las arenas cuya densidad va de intermedia a baja, los pilotes de fricción pueden usarse para aumentar la densidad, y por tanto, la resistencia al corte.

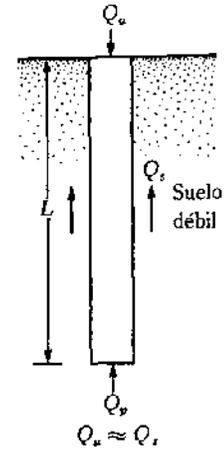


Fig. 3.4 Pilotes de fricción.

### III.3 Cimentación propuesta para el Puente Vehicular Chimalhuacán y Análisis geotécnico.

Considerando la estratigrafía del sitio, las propiedades mecánicas en cuanto a resistencia y deformabilidad de los estratos y el valor de las descargas en los apoyos y los aireplenes, se definió que la solución más adecuada para los apoyos del puente deben ser **cajones parcialmente compensados** complementados con **pilotes de fricción**; los accesos se deberán resolver con aireplenes y previo a dichos aireplenes se debe contar con una sección de pavimento que contemple la construcción de losas de transición.

A continuación se presenta la metodología de los análisis efectuados para determinar la estabilidad y comportamiento de la cimentación propuesta, así como el análisis de los aspectos considerados en la definición de los procedimientos constructivos planteados.

#### III.3.1 Condiciones de Carga.

Las condiciones de carga consideradas en el análisis geotécnico de la cimentación de los apoyos del puente vehicular fueron las siguientes:

a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, que incluyendo el peso de la cimentación, tendrá un valor de 561.68 Ton. Estas cargas se afectaron por un factor de carga de 1.5 y se considerarán en el análisis del estado límite de falla en condiciones estáticas.

b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, que incluyendo el peso de la cimentación, tendrá un valor de 533.60 Ton. Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.1 y se utilizaron en el análisis del estado límite de falla en condiciones dinámicas.

c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media, que incluyendo el peso de la cimentación, un valor de 505.51 Ton. Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.0 y se emplearon en el análisis del estado límite de servicio.

### III.3.2 Estado límite de falla.

#### III.3.2.1 Revisión del estado límite de falla en condiciones estáticas.

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se efectuó de acuerdo con los lineamientos que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.5, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\sum Q F_C < R F_R$$

Donde:

$\Sigma Q$ : es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante (combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en ton.).

$F_C$ : factor de carga, adimensional e igual a 1.5 (Estructura tipo A, según el RCDF).

$R$ : Capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.

$F_R$ : Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

*Capacidad de carga de la cimentación.*

La capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación se determino considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivos y aplicando el criterio señalado en la Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones, dado por la siguiente expresión:

$$R F_R = (C N_C F_R + P_v) A l$$

Donde:

$R F_R$ : capacidad de carga admisible de la losa de fondo del cajón de cimentación, ya afectada por su factor de resistencia correspondiente, en ton/m<sup>2</sup>.

$C$ : cohesión del material de apoyo de la cimentación a lo largo de la superficie potencial de falla, en ton/m<sup>2</sup>.

$F_R$ : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

$P_v$ : presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación, en ton/m<sup>2</sup>.

$N_C$ : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por la siguiente expresión.

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

en la cual:

$D_f$ : profundidad de desplante del cajón de cimentación, en m.

$B$ : ancho del cajón de cimentación, en m.

$L$ : largo del cajón de cimentación, en m.

$A$ : área de la losa de fondo del cajón de cimentación, en  $m^2$ .

Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima:

$$\frac{\sum Q F_c}{A}$$

$$\sum Q = 561.68 \text{ ton}$$

$$F_c = 1.5 \text{ (Estructura tipo A, según el RCDF)}$$

$$A = 7.0 \text{ m} * 7.0 \text{ m} = 49.0 \text{ m}^2.$$

$$\frac{\sum Q F_c}{A} = \frac{(561.68)(1.5)}{49}$$

$$\sum Q F_c = 17.19 \text{ ton/m}^2$$

*Capacidad de carga admisible*

$$RF_R = Q_{ADM}$$

$$RF_R = CN_C F_R + P_v$$

Considerando una profundidad de desplante  $D_f$  de 3.0 m y las dimensiones del cajón de cimentación de 7.0 m de largo por 7.0 m de ancho; así como una cohesión media a lo largo de la superficie potencial de falla de  $3.0 \text{ ton/m}^2$  y un peso volumétrico del suelo de  $1.5 \text{ ton/m}^3$ , obtenidos de los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas, se obtuvo:

$$N_C = 5.14 + \left(1 + 0.25 \frac{3.0}{7.0} + 0.25 \frac{7.0}{7.0}\right)$$

$$N_C = 6.98$$

$$P_v = \gamma D_f$$

$$P_v = (1.5)(3.0) = 4.5 \text{ ton/m}^2$$

Así

$$RF_R = (3.0)(6.98)(0.7) + (4.5)$$

$$RF_R = 19.16 \text{ ton/m}^2$$

la desigualdad entonces se satisface con los siguientes valores:

$$17.19 \text{ ton/m}^2 < 19.16 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la cimentación es estable ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

### III.3.2.2 Revisión del estado límite de falla en condiciones dinámicas.

La revisión de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas se realizó de acuerdo al criterio establecido en los Comentarios de las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción de Área Metropolitana de la Ciudad de México, que establece que la cimentación de una estructura será segura ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas, si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimiento, es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad:

$$W_T F_C - W_C < F_R A_R q_1 \left( 1 - \frac{0.12 F_C a_0 b \gamma}{F_R C g} \right)$$

Donde:

$W_T$ : carga total de la estructura en la condición analizada.

$F_C$ : factor de carga, adimensional e igual a 1.1

$W_C$ : peso del suelo desplazado para la construcción del cajón de cimentación, en toneladas, igual a

$$W_C = g D_f A$$

$F_R$ : factor de resistencia adimensional e igual a 0.7

$A_R$ : área reducida de la losa de fondo del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:

$$A_R = (B - 2e)L$$

Siendo:

$B$ : ancho de la losa de fondo del cajón de cimentación.

$L$ : largo de la losa de fondo del cajón de cimentación

$e$ : excentricidad dada por:

$$e = \frac{M_s}{W_T}$$

Donde:

$W_T$ : Peso de la estructura en la condición analizada, en ton.

$M_s$ : Momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

$$M_s = 0.8 \left( \frac{2}{3} \right) H_T W_T \left( \frac{C_s}{Q} \right)$$

Siendo

$H_T$ : Altura total de la estructura, medida a partir del desplante.

$C_s$ : Coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.40

$Q$ : Factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).

$q_1$ : capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente formula:

$$q_1 = C N_c$$

Donde:

$C$ : cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.

$N_c$ : coeficiente de capacidad de carga

$a_0$ : aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a

$$a_0 = \frac{C_s g}{Q}$$

Donde:

$g$  = aceleración debida a la gravedad, igual a 9.81 m/seg<sup>2</sup>

$b$ : mínimo de ( $d$ ,  $1.2 h$ ,  $20m$ )

en la cual:

$d$ : ancho del área reducido de la losa

$h$ : profundidad desde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima.

$\gamma$ : peso volumétrico medio del suelo al nivel de desplante, hasta una profundidad  $B$ , abajo de él.

$C$ : cohesión media del suelo, desde el nivel de desplante, hasta una profundidad  $B$ , abajo de él.

Para la cimentación propuesta:

$$W_T = 533.6 \text{ ton}$$

$$F_c = 1.1$$

$$W_C = (1.5)(3.0)(49)$$

$$W_C = 220.5 \text{ ton}$$

$$A_R = (B - 2e)L$$

$$B = 7.0 \text{ m}$$

$$L = 7.0 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_s}{W_T}$$

$$M_s = 0.8 \left( \frac{2}{3} \right) H_T W_T \left( \frac{C_s}{Q} \right)$$

Considerando

$$H_T = 10.0 \text{ m}$$

$$C_s = 0.4$$

$$Q = 2$$

$$M_s = 0.8 \left( \frac{2}{3} \right) (10)(586.96) \left( \frac{0.4}{2} \right) = 626.10 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$e = \frac{626.10}{586.96}$$

$$e = 1.07$$

$$A_R = [7 - 2(1.07)](7)$$

$$A_R = 34.02 \text{ m}^2$$

$$q_1 = CN_c$$

Considerando

$$C = 2.5 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 6.98 \text{ (de la RELF en condiciones estáticas)}$$

$$q_1 = (2.5)(6.98) = 17.45$$

$$a_0 = \frac{C_s g}{Q}$$

Considerando

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

$$Cs = 0.4$$

$$Q = 2$$

$$a_0 = \frac{(0.4)(9.81)}{2}$$

$$a_0 = 1.96$$

$b$ : mínimo de ( $d$ ,  $1.2 h$ ,  $20m$ )

en la cual:

$$d: 4.86 \text{ m}$$

$$1.2h = 1.2 (4.6) = 5.52 \text{ m}$$

Por lo tanto

$$b = 4.86 \text{ m}$$

$$\gamma = 1.3 \text{ ton/m}^3$$

Así

$$(533.6)(1.1) - (220.5) < (0.7)(34.02)(17.45) \left[ 1 - \frac{0.12(1.1)(1.96)(4.86)(1.3)}{(0.7)(2.5)(9.81)} \right]$$

La desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$\mathbf{366.46 \text{ ton} < 376.0 \text{ ton}}$$

Por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

### III.3.3 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

Los movimientos verticales que sufra la estructura respecto al terreno circundante se deberán a las recuperaciones de las expansiones elásticas producidas durante la construcción de la cimentación y los hundimientos debidos a la consolidación de los depósitos arcillosos, producidos por el incremento de presión neta transmitida al subsuelo, por ser una cimentación parcialmente compensada.

#### III.3.3.1 Expansiones elásticas.

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación necesaria para alojar al cajón de cimentación, se empleo el criterio de *Steinbrenner* y los módulos de elasticidad obtenidos de correlacionar las propiedades índices de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos.

Según dicho criterio, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular descargada, colocada en la superficie de una capa de espesor  $D$ , está dada por:

$$\delta = \frac{qB}{E} [(1 - \mu^2)F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2)F_2]$$

Donde:

$q$ : descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en  $\text{ton/m}^2$ .

$E$ : módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en  $\text{ton/m}^2$ .

$\mu$ : relación de *Poisson*, adimensional.

$F_1$  y  $F_2$ : coeficientes adimensionales, que dependen de la relación  $D/L$  y  $L/B$ .

$D$ : espesor del estrato considerado, en m.

$L$ : longitud del área descargada.

$B$ : ancho del área descargada, en m.

Los módulos de elasticidad y relación de *Poisson* considerados se enlistan a continuación:

Profundidad (m)	Módulo de Elasticidad ( $\text{ton/m}^2$ )	Relación de Poisson ( $\mu$ )
2.40 a 7.60	500	0.50
7.60 a 13.25	900	0.40
13.25 a 20.00	600	0.40

Empleando la geometría en planta de la cimentación (Fig. 3.5) y el nomograma de la Fig. 3.7, se determinan los parámetros  $F_1$  y  $F_2$ .

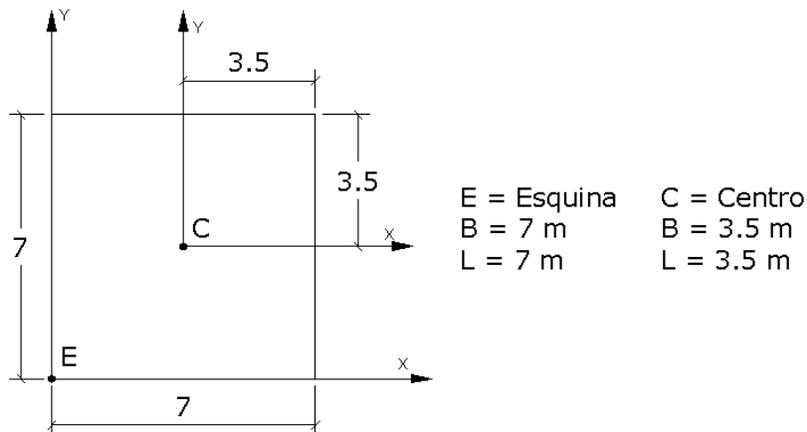


Fig. 3.5 Geometría de la Cimentación.

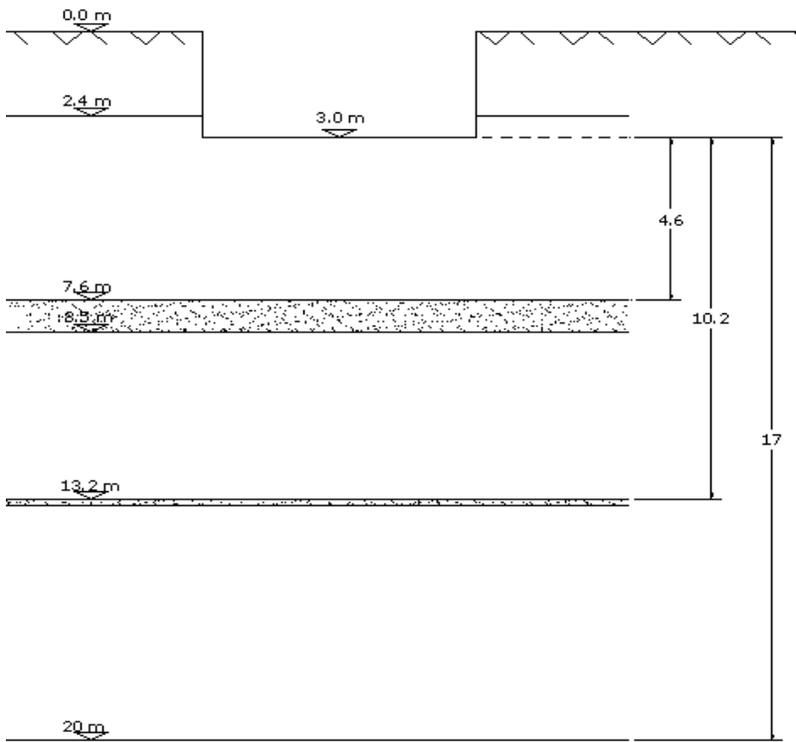


Fig. 3.6 Profundidades "z" para el cálculo de las expansiones.

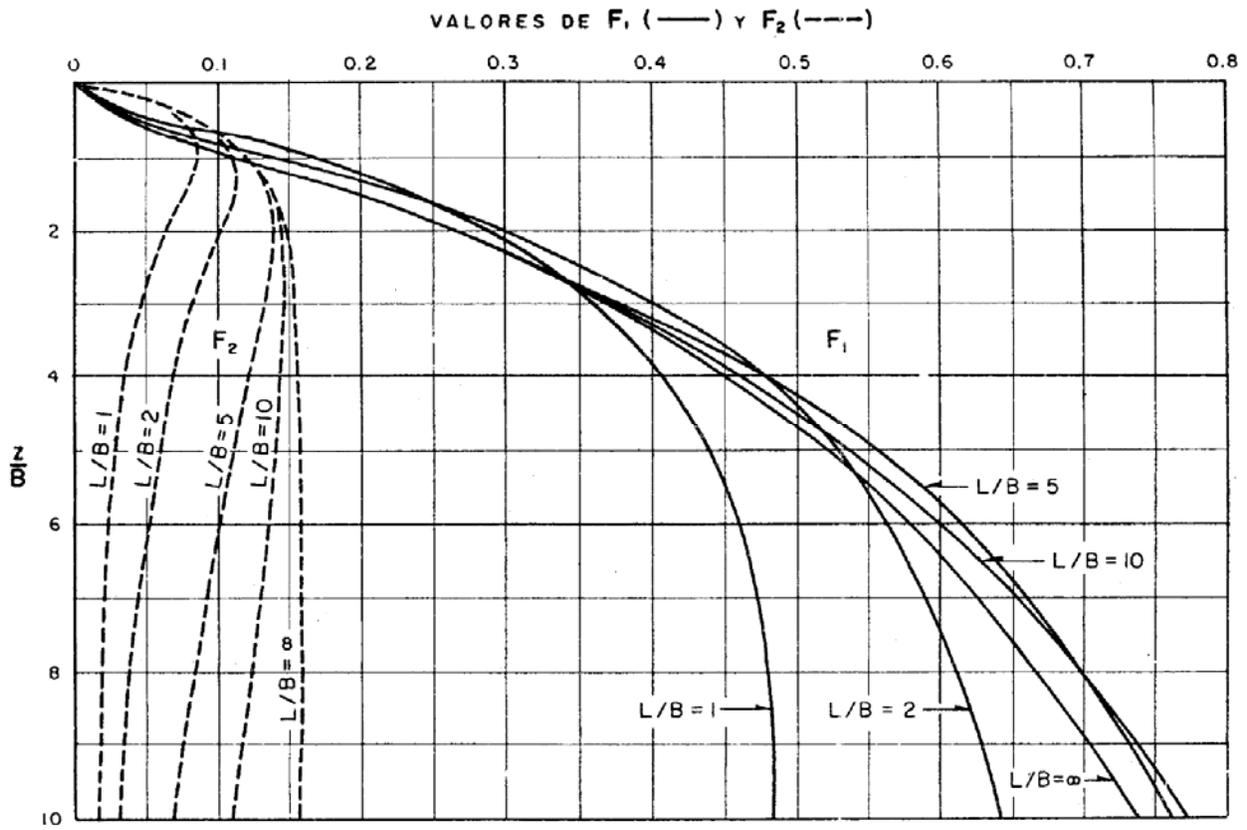


Fig. 3.7 Estimación de los valores  $F_1$  y  $F_2$ .

Dichos valores,  $F_1$  y  $F_2$ , se estiman entonces para el cálculo de las expansiones al centro y en la esquina de la cimentación y a la profundidad "z" dada, como se aprecia en las Fig. 3.5 y 3.6. Estos valores se presentan en las siguientes tablas:

$z = 4.60 \text{ m}$

L/B	z/B	$F_1$	$F_2$
7/7 (1.0)	4.6/7 (0.66)	0.08	0.08

L/B	z/B	$F_1$	$F_2$
3.5/3.5 (1.0)	4.6/3.5 (1.3)	0.22	0.08

$z = 10.2 \text{ m}$

L/B	z/B	$F_1$	$F_2$
7/7 (1.0)	10.2/7 (1.46)	0.22	0.08

L/B	z/B	$F_1$	$F_2$
3.5/3.5 (1.0)	10.2/3.5 (0.66)	0.36	0.05

$z = 17.0 \text{ m}$

L/B	z/B	$F_1$	$F_2$
7/7 (1.0)	17/7 (2.43)	0.33	0.06

L/B	z/B	$F_1$	$F_2$
3.5/3.5 (1.0)	17/3.5 (4.86)	0.44	0.03

Para una secuencia de estratos tenemos la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{qB}{E_1} [(1 - \mu_1^2)F_{11} + (1 - \mu_1 - 2\mu_1^2)F_{21}] + \frac{qB}{E_2} \{[(1 - \mu_2^2)F_{12} + (1 - \mu_2 - 2\mu_2^2)F_{22}] - [(1 - \mu_2^2)F_{11} + (1 - \mu_2 - 2\mu_2^2)F_{21}]\} + \frac{qB}{E_3} \{[(1 - \mu_3^2)F_{13} + (1 - \mu_3 - 2\mu_3^2)F_{23}] - [(1 - \mu_3^2)F_{12} + (1 - \mu_3 - 2\mu_3^2)F_{22}]\}$$

Expansiones en una ESQUINA de la excavación.

$$\delta = \frac{(4.5)(7)}{(500)} [(1 - 0.5^2)(0.08) + (1 - 0.5 - 2(0.5^2))(0.08)] + \frac{(4.5)(7)}{900} \{[(1 - 0.4^2)(0.22) + (1 - 0.4 - 2(0.4^2))(0.08)] - [(1 - 0.4^2)(0.08) + (1 - 0.4 - 2(0.4^2))(0.08)]\} + \frac{(4.5)(7)}{600} \{[(1 - 0.4^2)(0.33) + (1 - 0.4 - 2(0.4^2))(0.06)] - [(1 - 0.4^2)(0.22) + (1 - 0.4 - 2(0.4^2))(0.08)]\}$$

$$\delta = 0.012453 \approx 0.013 \text{ m} = \mathbf{1.3 \text{ cm}}$$

Expansiones en el CENTRO de la excavación.

$$\delta = \frac{(4.5)(3.5)}{(500)} [(1 - 0.5^2)(0.22) + (1 - 0.5 - 2(0.5^2))(0.08)] + \frac{(4.5)(3.5)}{900} \{[(1 - 0.4^2)(0.36) + (1 - 0.4 - 2(0.4^2))(0.05)] - [(1 - 0.4^2)(0.22) + (1 - 0.4 - 2(0.4^2))(0.08)]\} + \frac{(4.5)(3.5)}{600} \{[(1 - 0.4^2)(0.44) + (1 - 0.4 - 2(0.4^2))(0.03)] - [(1 - 0.4^2)(0.36) + (1 - 0.4 - 2(0.4^2))(0.05)]\}$$

$$\delta = 0.008729 \approx 0.009 \text{ m} = \mathbf{0.9 \text{ cm}}$$

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará el cajón de cimentación, se tendrán las expansiones al centro de 1.3 cm y en la esquina de 0.9 cm, las cuales deberán controlarse por medio del bombeo.

### III.3.3.2 Asentamientos diferidos por consolidación.

La determinación de los asentamientos a largo plazo, se realizó considerando la carga no compensada por el cajón de cimentación, utilizando la siguiente expresión:

$$\Delta H = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log_{10} \frac{P_0 + \Delta p}{P_0}$$

Donde

$\Delta H$  = Asentamiento por consolidación.

$C_c$  = Índice de compresibilidad, obtenido por

$$C_c = 0.65(2.6 W - 0.35)$$

Donde

$W$  = contenido de agua.

$H$  = espesor del estrato considerado.

$e_0$  = relación de vacíos, dada por la expresión:

$$e_0 = W S_s$$

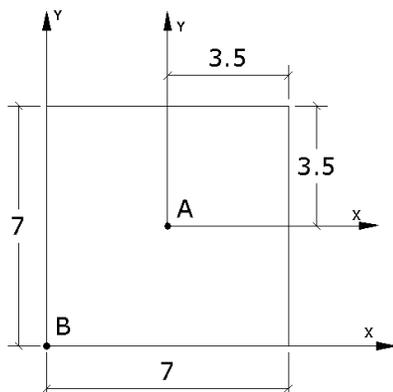
Donde

$W$  = contenido de agua.

$S_s$  = densidad de sólidos.

$P_0$  = presión efectiva a la profundidad considerada, en  $\text{ton/m}^2$

$\Delta p$  = incremento de la presión aplicada al suelo, que depende de la geometría en planta de la cimentación (fig. 3.8) y del punto analizado (centro, esquina, etc.); misma que se obtiene mediante el nomograma siguiente (Fig. 3.9):



A = Centro  
 $x = 3.5 \text{ m}$   
 $y = 3.5 \text{ m}$   
 B = Esquina  
 $x = 7 \text{ m}$   
 $y = 7 \text{ m}$

Fig. 3.8 Geometría de la cimentación.

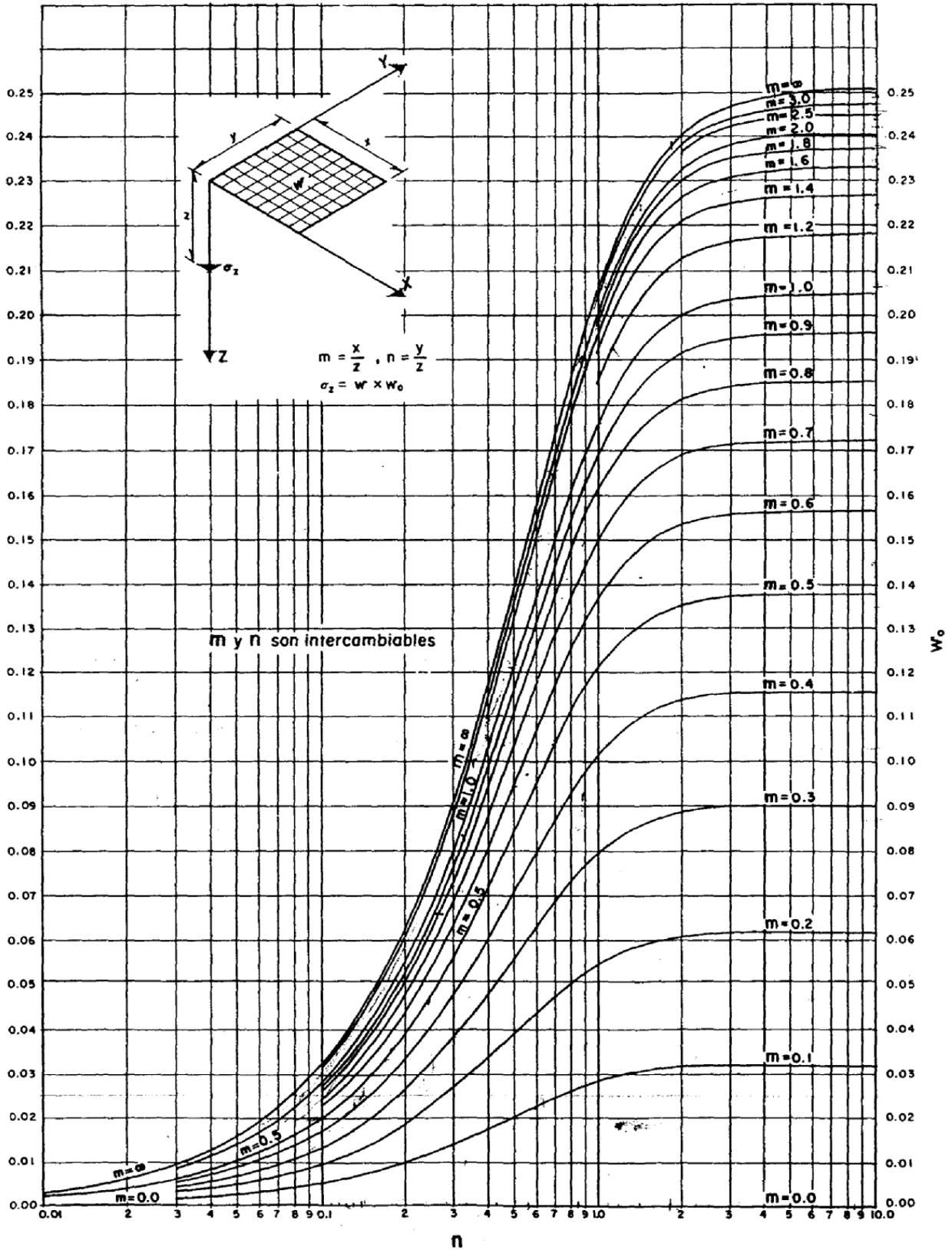


Fig. 3.9 Área uniformemente cargada para el caso de Boussinesq, según Fadum.

En las siguientes tablas se resume el cálculo de los asentamientos bajo la losa del cajón de cimentación propuesto:

Punto	Prof. (z) (m)	Distancia z (m)	x	Y	m = x/z	n = y/z	w0	Σ w0	Δp
A	5.3	2.3	3.5	3.5	1.52	1.52	0.215	0.86	5.01
	13.5	10.5	3.5	3.5	0.33	0.33	0.043	0.17	1.00
	23.5	20.5	3.5	3.5	0.17	0.17	0.014	0.06	0.33
	33.5	30.5	3.5	3.5	0.11	0.11	0.007	0.03	0.16
B	5.3	2.3	7	7	3.04	3.04	0.244	0.24	1.42
	13.5	10.5	7	7	0.67	0.67	0.12	0.12	0.70
	23.5	20.5	7	7	0.34	0.34	0.043	0.04	0.25
	33.5	30.5	7	7	0.23	0.23	0.023	0.02	0.13

Aplicando la expresión para obtener los asentamientos:

Estrato	Espesor (m)	w%	Ss	e0	Cc	ΔH		
						A	B	
II	5.2	3.22	2.4	7.73	5.21	1.14	0.43	
IV	10	3.35	2.2	7.37	5.43	0.45	0.32	
IV	10	3.35	2.2	7.37	5.43	0.12	0.10	
IV	10	3.35	2.2	7.37	5.43	0.05	0.04	
						<b>1.76</b>	<b>0.88</b>	<b>0.87</b>

Como aplicando la expresión anterior, se obtuvieron asentamientos inadmisibles en los cajones, fue necesario colocar pilotes de fricción a fin de reducir los asentamientos a largo plazo.

**Capacidad de carga de los pilotes de fricción.**

La capacidad de carga de los pilotes se determino aplicando la siguiente expresión:

$$Q_f = f_s A_s$$

Donde:

$Q_f$  = Capacidad de carga del pilote de fricción, en ton.

$f_s$  = fricción lateral unitaria, dada por

$$f_s = C_0 + Ks \frac{\gamma D_f}{2} \tan \delta$$

Pero como  $\phi = 0$ , el segundo miembro de la ecuación anterior es igual a cero, así

$$f_s = C_0$$

$A_s$  = área lateral del pilote, en  $m^2$ .

El valor  $C_0$  se determinó mediante el empleo de la gráfica de la Fig.3.10; utilizando el valor de la cohesión de cada estrato considerado que contribuye a la capacidad de carga del pilote

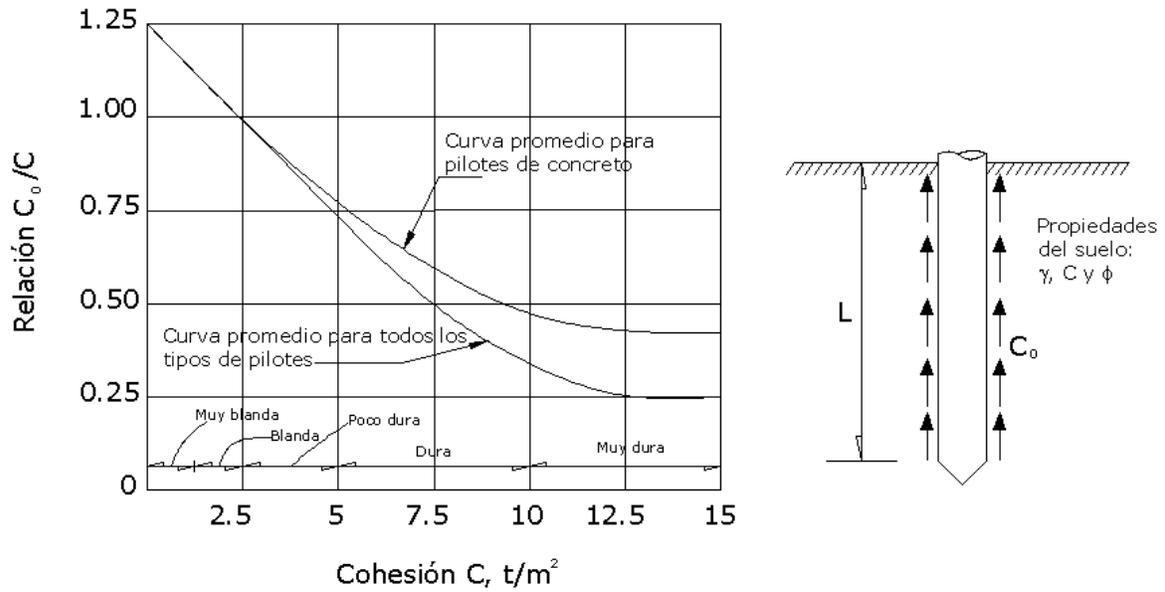


Fig. 3.10 Capacidad de carga por adherencia lateral de pilotes en suelos cohesivos.

Así, por ejemplo para  $C = 2.2$

$$C_0 / C = 1.05 \quad \text{así} \quad C_0 = 1.05 C$$

$$C_0 = 1.05 (2.2)$$

$$C_0 = f_s = 2.31$$

En la siguiente tabla se muestra el cálculo de la capacidad de carga para los pilotes de fricción utilizados en los apoyos del distribuidor vial.

Long. Pilote (m)	Estrato	Espesor Est. (m)	Área lateral ( $m^2$ )	Área L. T. ( $m^2$ )	Cohesión (C) (Ton/ $m^2$ )	$C_0/C$	$F_s (C_0)$	$Q_f$ (Ton)
43.9	II	5.50	2.20	8.80	2.2	1.05	2.31	20.33
	III	31.50	12.60	50.40	3.2	0.90	2.88	145.15
	IV	6	2.40	9.60	3.9	0.87	3.39	32.57
								<b>198.05</b>

La capacidad de carga considerada para cada pilote es entonces de:

**198.05 toneladas.**

***Asentamientos con pilotes de fricción.***

En el análisis para determinar los asentamientos con pilotes de fricción se consideró el criterio que se muestra en la siguiente figura:

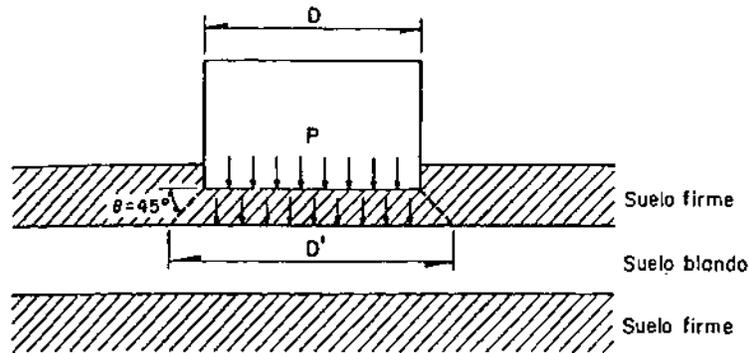


Fig. 3.11 Cimentación desplantada sobre un estrato blando confinado.

Así, en cada lente duro que se encuentra en el depósito principal de arcilla por debajo de la profundidad de desplante de los pilotes (46 m), se considera un incremento del área de aplicación de la presión neta (expansión lateral a  $45^\circ$ ) como se muestra en la figura anterior.

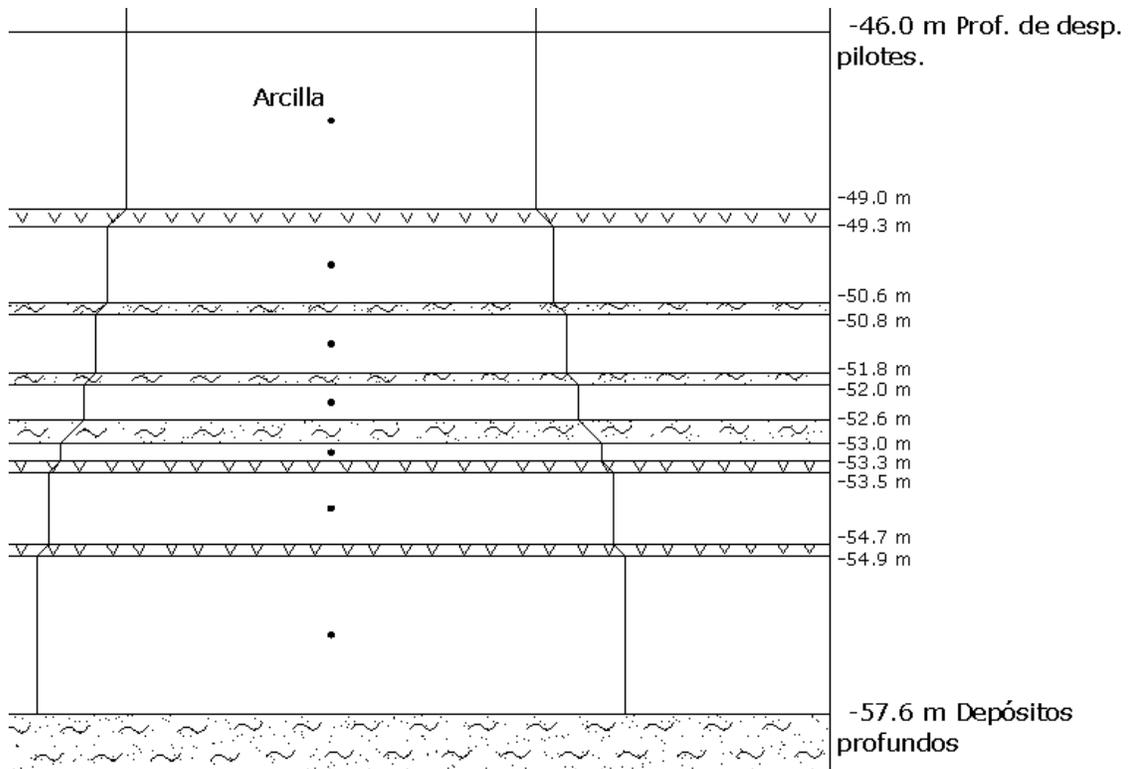


Fig. 3.12 Estratigrafía para el cálculo de asentamientos con pilotes.

Considerando el corte estratigráfico del perfil de la Fig. 3.12, se realizó el siguiente análisis para obtener el asentamiento en los puntos señalados al centro en cada substrato de arcilla entre los lentes duros, correspondiente a la presión neta afectada por la variación del área, para posteriormente obtener el total acumulado.

$$A_{46.0} = 23.51^2 = 552.72 \text{ m}^2 \quad P = W/A$$

$$W = 1.71 \text{ ton/m}^2 \quad W = P * A = 1.71(552.72) = 945.15 \text{ Ton}$$

Para  $\Delta H$  a 47.5 m

$$\Delta_p = W * W_0$$

$$H = 3.0 \text{ m}; z = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{Para A: } x \text{ y } y = 11.76 \text{ m} \quad W_{0A} = m = x/z = 11.76/1.5 = 7.84$$

$$n = y/z = 11.76/1.5 = 7.84$$

$$\text{Para B: } x \text{ y } y = 23.51 \text{ m} \quad W_{0B} = m = x/z = 23.51/1.5 = 15.67$$

$$n = y/z = 23.51/1.5 = 15.67$$

Los valores de m y n en cada caso se utilizan para obtener  $W_0$  en la Tabla 3.1 y calcular  $\Delta_p$  para el asentamiento en cada punto, mismos que se condensan en la Tabla 3.2 al final del apartado.

Calculo de la presión neta ( $\sigma$ ) a 49 m

$$\sigma_{49} = 4 W * W_0 \quad w = 1.71 \text{ ton/m}^2$$

$$W_0 = m = x/z = 11.76/3.0 = 3.92$$

$$n = y/z = 11.76/3.0 = 3.92$$

De la gráfica de la Fig. 3.9

$$W_0 = 0.247$$

$$\sigma_{49} = 4(W * W_0) = 4[(1.71)(0.247)] = 1.69 \text{ ton/m}^2$$

Calculo de la presión neta ( $\sigma$ ) a 49.3 m

$$W_{49} = P * A = 1.69(552.72) = 934.1 \text{ Ton}$$

$$A_{49.3} = 24.11^2 = 581.29 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{49.3} = P_{49.3} = W/A = 934.1/581.29 = 1.61 \text{ ton/m}^2$$

Para el estrato de 49.3 m a 50.6 m

$$W_{49.3} = 1.61 \text{ ton/m}^2$$

Para  $\Delta H$  a 49.95 m

$$\Delta_p = W * W_0$$

$$H = 1.30 \text{ m} ; z = 0.65 \text{ m}$$

Para A: x y y = 12.06 m

$$W_{0A} = m = x/z = 12.06/0.65 = 18.55$$

$$n = y/z = 12.06/0.65 = 18.55$$

Para B: x y y = 24.11 m

$$W_{0B} = m = x/z = 24.11/0.65 = 37.09$$

$$n = y/z = 24.11/0.65 = 37.09$$

Los valores de m y n en cada caso se utilizan para obtener  $W_0$  en la Tabla 3.1 y calcular  $\Delta_p$  para el asentamiento en cada punto, mismos que se condensan en la Tabla 3.2 al final del apartado.

Calculo de la presión neta ( $\sigma$ ) a 50.6 m

$$\sigma_{50.6} = 4 W * W_0 \quad w = 1.61 \text{ ton/m}^2$$

$$W_0 = m = x/z = 12.06/1.3 = 9.28$$

$$n = y/z = 12.06/1.3 = 9.28$$

De la gráfica de la Fig. 3.9

$$W_0 = 0.249$$

$$\sigma_{50.6} = 4(W * W_0) = 4[(1.61)(0.249)] = 1.60 \text{ ton/m}^2$$

Calculo de la presión neta ( $\sigma$ ) a 50.8 m

$$W_{50.6} = P * A = 1.60(581.29) = 930.06 \text{ Ton}$$

$$A_{50.8} = 24.51^2 = 600.74 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{50.8} = P_{50.8} = W/A = 930.06/600.74 = 1.55 \text{ ton/m}^2$$

Para el estrato de 50.8 m a 51.8 m

$$W_{50.8} = 1.55 \text{ ton/m}^2$$

Para  $\Delta H$  a 51.3 m

$$\Delta_p = W * W_0$$

$$H = 1.0 \text{ m} ; z = 0.50 \text{ m}$$

$$\text{Para A: } x \text{ y } y = 12.26 \text{ m}$$

$$W_{0A} = m = x/z = 12.26/0.50 = 24.52$$

$$n = y/z = 12.26/0.50 = 24.52$$

$$\text{Para B: } x \text{ y } y = 24.51 \text{ m}$$

$$W_{0B} = m = x/z = 24.51/0.50 = 49.02$$

$$n = y/z = 24.51/0.50 = 49.02$$

Los valores de  $m$  y  $n$  en cada caso se utilizan para obtener  $W_0$  en la Tabla 3.1 y calcular  $\Delta_p$  para el asentamiento en cada punto, mismos que se condensan en la Tabla 3.2 al final del apartado.

Calculo de la presión neta ( $\sigma$ ) a 51.8 m

$$\sigma_{51.8} = 4 W * W_0 \quad w = 1.55 \text{ ton/m}^2$$

$$W_0 = m = x/z = 12.26/1 = 12.26$$

$$n = y/z = 12.06/1 = 12.26$$

De la gráfica de la Fig. 3.9

$$W_0 = 0.250$$

$$\sigma_{51.8} = 4(W * W_0) = 4[(1.55)(0.250)] = 1.55 \text{ ton/m}^2$$

Calculo de la presión neta ( $\sigma$ ) a 52.0 m

$$W_{51.8} = P * A = 1.55(600.74) = 931.15 \text{ Ton}$$

$$A_{52.0} = 24.91^2 = 620.51 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{52.0} = P_{52.0} = W/A = 931.15/620.51 = 1.50 \text{ ton/m}^2$$

Para el estrato de 52.0 m a 52.6 m

$$W_{52.0} = 1.50 \text{ ton/m}^2$$

Para  $\Delta H$  a 52.3 m

$$\Delta_p = W * W_0$$

$$H = 0.60 \text{ m} ; z = 0.30 \text{ m}$$

$$\text{Para A: } x \text{ y } y = 12.46 \text{ m}$$

$$W_{0A} = m = x/z = 12.46/0.30 = 41.53$$

$$n = y/z = 12.46/0.30 = 41.53$$

$$\text{Para B: } x \text{ y } y = 24.91 \text{ m}$$

$$W_{0B} = m = x/z = 24.91/0.30 = 83.03$$

$$n = y/z = 24.91/0.30 = 83.03$$

Los valores de m y n en cada caso se utilizan para obtener  $W_0$  en la Tabla 3.1 y calcular  $\Delta_p$  para el asentamiento en cada punto, mismos que se condensan en la Tabla 3.2 al final del apartado.

Calculo de la presión neta ( $\sigma$ ) a 52.6 m

$$\sigma_{52.6} = 4 W * W_0 \quad w = 1.50 \text{ ton/m}^2$$

$$W_0 = m = x/z = 12.46/0.60 = 20.8$$

$$n = y/z = 12.46/0.60 = 20.8$$

De la gráfica de la Fig. 3.9

$$W_0 = 0.250$$

$$\sigma_{52.6} = 4(W * W_0) = 4[(1.50)(0.250)] = 1.50 \text{ ton/m}^2$$

Calculo de la presión neta ( $\sigma$ ) a 53.0 m

$$W_{52.6} = P * A = 1.50(620.51) = 930.77 \text{ Ton}$$

$$A_{53.0} = 24.91^2 = 661.0 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{53.0} = P_{53.0} = W/A = 930.77/661.0 = 1.41 \text{ ton/m}^2$$

Para el estrato de 53.0 m a 53.3 m

$$W_{53.0} = 1.41 \text{ ton/m}^2$$

Para  $\Delta H$  a 53.15 m

$$\Delta_p = W * W_0$$

$$H = 0.30 \text{ m} ; z = 0.15 \text{ m}$$

Para A: x y y = 12.86 m

$$W_{0A} = m = x/z = 12.86/0.15 = 85.73$$

$$n = y/z = 12.86/0.15 = 85.73$$

Para B: x y y = 25.71 m

$$W_{0B} = m = x/z = 25.71/0.15 = 171.40$$

$$n = y/z = 25.71/0.15 = 171.40$$

Los valores de m y n en cada caso se utilizan para obtener  $W_0$  en la Tabla 3.1 y calcular  $\Delta_p$  para el asentamiento en cada punto, mismos que se condensan en la Tabla 3.2 al final del apartado.

Calculo de la presión neta ( $\sigma$ ) a 53.3 m

$$\sigma_{53.3} = 4 W * W_0 \quad w = 1.41 \text{ ton/m}^2$$

$$W_0 = m = x/z = 12.86/0.30 = 42.9$$

$$n = y/z = 12.86/0.30 = 42.9$$

De la gráfica de la Fig. 3.9

$$W_0 = 0.250$$

$$\sigma_{53.3} = 4(W * W_0) = 4[(1.41)(0.250)] = 1.41 \text{ ton/m}^2$$

Calculo de la presión neta ( $\sigma$ ) a 53.50 m

$$W_{53.3} = P * A = 1.41(661.0) = 932.01 \text{ Ton}$$

$$A_{53.5} = 26.11^2 = 681.73 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{53.5} = P_{53.5} = W/A = 932.01/681.73 = 1.37 \text{ ton/m}^2$$

Para el estrato de 53.50 m a 54.70 m

$$W_{53.5} = 1.37 \text{ ton/m}^2$$

Para  $\Delta H$  a 54.10 m

$$\Delta_p = W * W_0$$

$$H = 1.20 \text{ m} ; z = 0.60 \text{ m}$$

Para A: x y y = 13.06 m

$$W_{0A} = m = x/z = 13.06/0.60 = 21.77$$

$$n = y/z = 13.06/0.60 = 21.77$$

Para B: x y y = 26.11 m

$$W_{0B} = m = x/z = 26.11/0.60 = 43.52$$

$$n = y/z = 26.11/0.60 = 43.52$$

Los valores de m y n en cada caso se utilizan para obtener  $W_0$  en la Tabla 3.1 y calcular  $\Delta_p$  para el asentamiento en cada punto, mismos que se condensan en la Tabla 3.2 al final del apartado.

Calculo de la presión neta ( $\sigma$ ) a 54.7 m

$$\sigma_{54.7} = 4 W * W_0 \quad w = 1.37 \text{ ton/m}^2$$

$$W_0 = m = x/z = 13.06/1.20 = 10.88$$

$$n = y/z = 13.06/1.20 = 10.88$$

De la gráfica de la Fig. 3.9

$$W_0 = 0.250$$

$$\sigma_{54.7} = 4(W * W_0) = 4[(1.37)(0.250)] = 1.37 \text{ ton/m}^2$$

Calculo de la presión neta ( $\sigma$ ) a 54.90 m

$$W_{54.7} = P * A = 1.37(681.73) = 933.97 \text{ Ton}$$

$$A_{54.9} = 26.51^2 = 702.78 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{54.9} = P_{54.9} = W/A = 933.97/702.78 = 1.33 \text{ ton/m}^2$$

Para el estrato de 54.90 m a 57.60 m, donde se encuentran los depósitos profundos.

$$W_{54.9} = 1.33 \text{ ton/m}^2$$

Para  $\Delta H$  a 56.25 m

$$\Delta_p = W * W_0$$

$$H = 2.70 \text{ m}; z = 1.35 \text{ m}$$

Para A: x y y = 13.26 m

$$W_{0A} = m = x/z = 13.26/1.35 = 9.82$$

$$n = y/z = 13.26/1.35 = 9.82$$

Para B: x y y = 26.51 m

$$W_{0B} = m = x/z = 26.51/1.35 = 19.64$$

$$n = y/z = 26.51/1.35 = 19.64$$

Los valores de m y n en cada caso se utilizan para obtener  $W_0$  en la Tabla 3.1 y calcular  $\Delta_p$  para el asentamiento en cada punto, mismos que se condensan en la Tabla 3.2, mismas que a continuación se presentan:

Tabla 3.1

Punto	Prof. (m)	Distancia z (m)	x	y	m = x/z	n = y/z	w <sub>0</sub>	Σ w <sub>0</sub>	Δp
A	47.5	1.5	11.76	11.76	7.84	7.84	0.25	1.00	1.71
	49.95	0.65	12.06	12.06	18.55	18.55	0.25	1.00	1.61
	51.3	0.5	12.26	12.26	24.52	24.52	0.25	1.00	1.55
	52.3	0.3	12.46	12.46	41.53	41.53	0.25	1.00	1.50
	53.15	0.15	12.86	12.86	85.73	85.73	0.25	1.00	1.41
	54.1	0.6	13.06	13.06	21.77	21.77	0.25	1.00	1.37
	56.25	1.35	13.26	13.26	9.82	9.82	0.249	1.00	1.32

Punto	Prof.	Distancia z	x	y	m = x/z	n = y/z	w <sub>0</sub>	Σ w <sub>0</sub>	Δp
B	47.5	1.5	23.51	23.51	15.67	15.67	0.25	0.25	0.43
	49.95	0.65	24.11	24.11	37.09	37.09	0.25	0.25	0.40
	51.3	0.5	24.51	24.51	49.02	49.02	0.25	0.25	0.39
	52.3	0.3	24.91	24.91	83.03	83.03	0.25	0.25	0.38
	53.15	0.15	25.71	25.71	171.40	171.40	0.25	0.25	0.35
	54.1	0.6	26.11	26.11	43.52	43.52	0.25	0.25	0.34
	56.25	1.35	26.51	26.51	19.64	19.64	0.25	0.25	0.33

Tabla 3.1 (Cont.)

Estrato	Espesor (m)	w%	S <sub>s</sub>	e <sub>0</sub>	C <sub>c</sub>	ΔH (m)		
						A	B	
I	3	2.88	2.1	6.05	4.64	0.11	0.03	
II	1.3	2.79	2.1	5.86	4.49	0.04	0.01	
III	1	2.99	2.1	6.28	4.83	0.03	0.01	
IV	0.6	2.34	2.1	4.91	3.73	0.02	0.00	
V	0.3	1.13	2.1	2.37	1.68	0.01	0.00	
VI	1.2	2.5	2.1	5.25	4.00	0.03	0.01	
VII	2.7	1.83	2.1	3.84	2.87	0.06	0.02	
TOTAL						<b>0.30</b>	<b>0.08</b>	<b>0.22</b>

Tabla 3.2

Los asentamientos totales calculados se encuentran dentro del límite permisible para estructuras aisladas, establecido por el RCDF en sus NTC para la construcción de cimentaciones.

### III.3.4 Estabilidad de taludes.

Para verificar que las paredes de la excavación sean estables, se hizo mediante el cumplimiento de la desigualdad <sup>(1)</sup>:

$$\gamma H + \sum q F_C < N_o C \mu_q F_R$$

Donde:

$\gamma$ : peso volumétrico del material (entre la superficie y el Nivel de Máxima Excavación).

$H$ : altura máxima de la excavación.

$q$ : sobrecarga igual a 1.5 ton/m<sup>2</sup> (tomado de las NTC del RCDF).

$F_C$ : factor de carga, igual a 1.0.

$\mu_q$ : factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación  $q/\gamma H$ .

$N_o$ : número de estabilidad que depende del ángulo del talud.

$C$ : cohesión más baja en la altura de la excavación.

(1) JAMBU, N., "Stability analysis of slopes with dimensionless parameters", Prentice Hall, Harvard University, Harvard series No. 46, 1959.

$F_R$ : factor de reducción de resistencia, igual a 0.7.

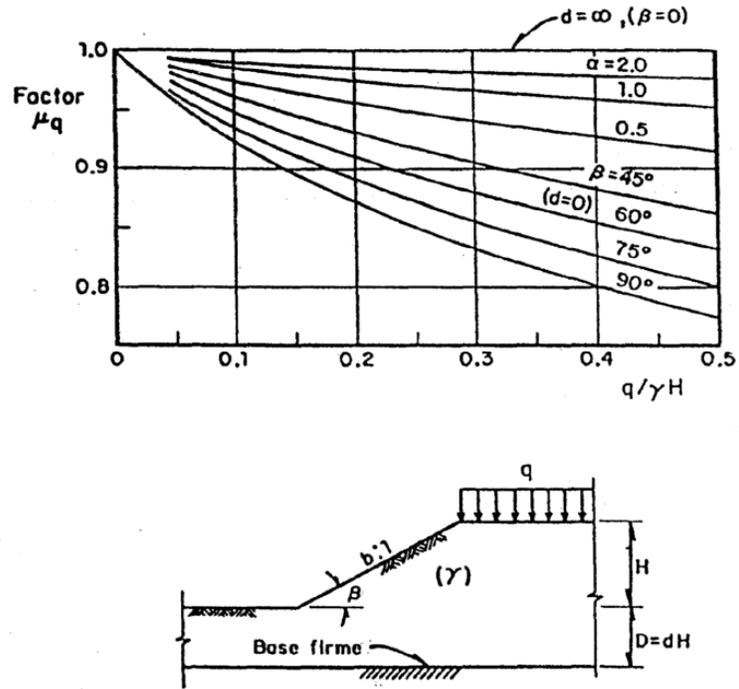


Fig. 3.13 Factor de reducción  $\mu_q$ .

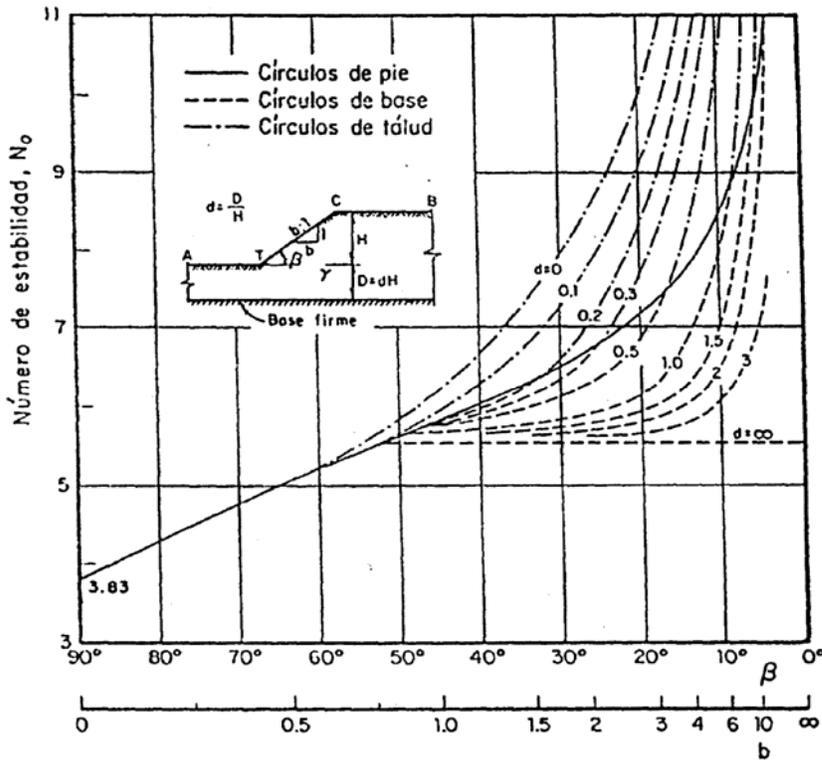


Fig. 3.14 Número de estabilidad  $N_0$ .

$$\frac{q}{\gamma H} = \frac{1.5}{(1.5)(3)} = 0.33$$

Del nomograma de la Fig. 3.13:

Con un talud de 90°  $\mu_q = 0.82$

Y de la gráfica de la Fig. 3.14:

Con un talud de 90°  $N_0 = 3.83$

Así

$$(1.5)(3.0) + (1.5)(1.0) < (3.83)(2.2)(0.82)(0.7)$$

$$\mathbf{6.00 \text{ ton/m} < 4.84 \text{ ton/m}^2}$$

Como la condición no se satisface, el talud de la excavación falla, por lo que para adoptar taludes verticales será necesario un sistema de ademe para las paredes de la excavación, que para el caso estudiado, estará constituido por constituido por una ataguía metálica, la cual quedará desplantada a 6.0 m de profundidad.

### III.3.5 Falla de fondo por cortante.

Cuando se construyen excavaciones para fines de cimentación se plantean una gran cantidad de problemas prácticos, algunos de los cuales ya han sido someramente tratados en párrafos anteriores. Sin embargo no se ha mencionado el que constituye una de las causas de falla más frecuentes y peligrosas en excavaciones abiertas en arcillas: la falla de fondo de la excavación.

En este tipo de falla ocurre un asentamiento del terreno vecino, acompañado por el levantamiento generalmente rápido del fondo de la excavación: lo que sucede es que el material vecino fluye hacia el centro de la excavación, que se levanta correspondientemente. Este tipo de falla ha sucedido en zanjas para tubos y drenajes y en excavaciones relativamente profundas.

Las excavaciones para fines de cimentación se realizan lo suficientemente rápidas como para que sean despreciables los cambios en presión neutral dentro de la arcilla, por lo que todos los análisis de estabilidad pueden hacerse con datos provenientes de pruebas triaxiales rápidas.

La capacidad de carga de una arcilla, a la profundidad  $D_f$  está dada, por ejemplo según la fórmula de Skempton por:

$$q_c = CN_c + \gamma D_f$$

Si sobre el suelo existe una sobrecarga la magnitud  $q$ , el valor de  $q_c$  pasa a ser

$$q_c = CN_c + \gamma D_f + q$$

En el segundo miembro de la ecuación anterior, el término  $CN_c$  representa la resistencia del suelo a lo largo de la superficie de falla, en tanto que el término  $\gamma D_f + q$  representa el esfuerzo al nivel de desplante debido al peso del suelo subyacente y a las sobrecargas que hubiere. En el caso de una excavación, en el instante de falla de fondo incipiente (Fig. 3.15), la resistencia a lo largo de la superficie de falla ( $CN_c$ ) se opone al flujo del material del talud hacia el fondo de la excavación, a donde tiende a moverse por efecto de la presión  $\gamma D_f + q$ . Es evidente que, en el instante de falla de fondo incipiente, se tendría:

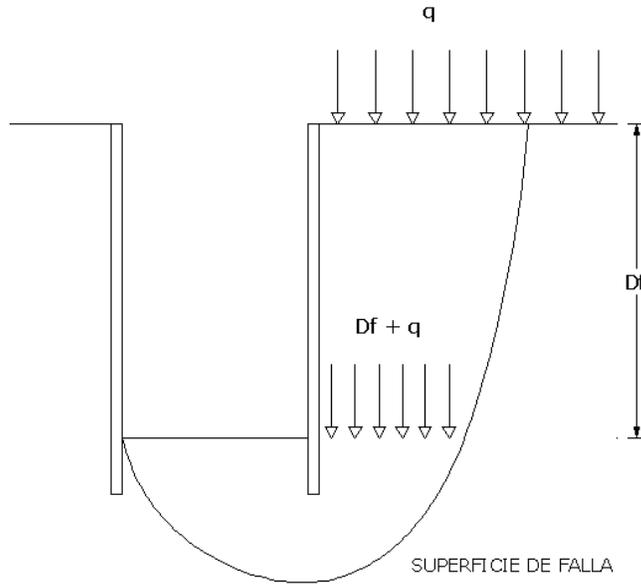


Fig. 3.15 Falla de fondo en excavaciones de arcilla.

$$CN_c = \gamma D_{f\text{máx}} + q$$

La fórmula anterior da la profundidad máxima a que puede llevarse la excavación, sin que falle por fondo. En la realidad será necesario adoptar una precaución adicional por medio de un factor de seguridad; así

$$\gamma D_f + q = \frac{CN_c}{FS}$$

De donde

$$FS = \frac{CN_c}{\gamma D_f + q}$$

La expresión anterior permite calcular la seguridad de la excavación contra falla de fondo. En la práctica un valor de 1.5 para  $FS$  parece ser suficiente en todos los casos, pues la aproximación de los cálculos resulta del orden de  $\pm 20\%$ , cuando se los compara con los resultados obtenidos de fallas reales.

Una observación de interés es que la falla de fondo es independiente de la falla del talud como tal y no es causada por un mal adomado de los mismos. De hecho en una excavación no adomada la falla de talud siempre ocurre antes que la fondo, pues el número de estabilidad de un talud es como mínimo 4 y como máximo 5.3 (recíprocos de 0.25 y de 0.181, respectivamente), como se vio en el capítulo V, números que son menores que 6.2, valor mínimo de  $N_c$ , según la teoría de Skempton, para una excavación cuadrada. Así, teóricamente, la falla de fondo solo puede ocurrir en excavaciones adomadas, en que la falla de los taludes está restringida; sin embargo, la distorsión que la falla de fondo implica, puede llevar a la excavación a un colapso más general.

Para el análisis del apoyo del puente:

$$FS = \frac{(2.2)(6.98)}{(1.5)(3.0) + (1.5)} = 2.56$$

Así

$$(1.5)(3.0) + (1.5) = \frac{(2.2)(6.98)}{(2.56)}$$

$$6 = 6$$

La condición se cumple, por lo que la falla de fondo no se presentará en la excavación de 7.0 m de largo por 7.0 m de ancho.

### III.3.6 Falla por de fondo por subpresión.

La falla por subpresión de la excavación para alojar el cajón de cimentación se evaluó de acuerdo a la estratigrafía y propiedades del suelo, determinando un Factor de Seguridad mediante la siguiente expresión:

$$FS = \frac{\gamma H}{\gamma_w H}$$

$$FS \geq 1.2$$

Aplicando la expresión anterior y con los datos de la siguiente figura:

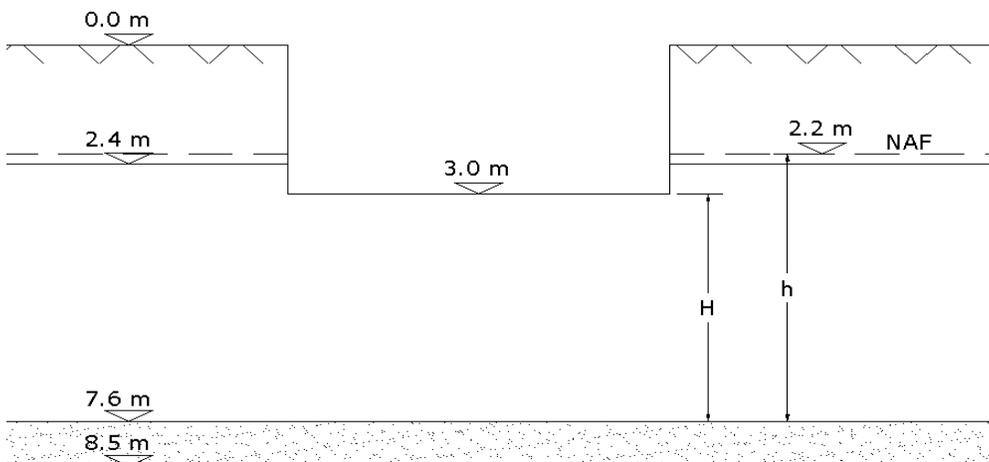


Fig. 3.16 Falla de fondo por subpresión.

$$FS = \frac{\left(1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) (4.60 \text{ m})}{\left(1.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) (5.40 \text{ m})}$$

$$FS = 0.98$$

Como el resultado no satisface la condición expresada, la falla por subpresión se presentará, por lo que se deberá implementar un control de las condiciones hidráulicas del terreno mediante pozos de alivio o un bombeo profundo.

### III.3.7 Presiones temporales sobre muros tablestacados.

En la determinación de las presiones para el diseño e instalación de se consideró una excavación con profundidad máxima de 3.0 m, con taludes verticales retenidos por muros a base de tablestacas, con una sobrecarga superficial y siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, tomando en cuenta los siguientes efectos:

- La presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad.

- La presión de la masa de suelo en condición de reposo obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en que estos pueden considerarse del mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras correspondiente.

- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno, en un área rectangular contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo o activo, según se requiera determinar la presión para diseño o instalación de troqueles.

- Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo potencialmente deslizante por un coeficiente sísmico de 0.40 (Zona de Lago).

Una vez calculados los valores de estos tres efectos se superponen obteniéndose la envolvente de presiones horizontales, la cual es transformada a la distribución equivalente propuesta por Peck en la que el volumen de esfuerzo es igual a una envolvente trapezoidal con base mayor igual al 75% de dicha profundidad y altura dada por la siguiente expresión:

$$h = \frac{2A}{B + b}$$

Donde:

$h$ : presión horizontal máxima.

$A$ : volumen de esfuerzo considerando la superposición de las presiones debidas al agua, al suelo y a la sobrecarga.

$B$ : profundidad máxima de excavación

$b$ : 0.75  $B$

para el caso estudiado

a) Empuje debido al suelo.

$$E_s = \gamma h k_A + \gamma' h k_A$$

$$E_s = \left(1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right)(2.2 \text{ m})(0.4) + \left(0.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right)(0.8 \text{ m})(0.4)$$

$$E_s = 1.48 \text{ ton/m}^2$$

b) Empuje debido al agua.

$$E_w = \gamma_w h$$

$$E_w = \left(1.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right)(0.8 \text{ m})$$

$$E_w = 0.8 \text{ ton/m}^2$$

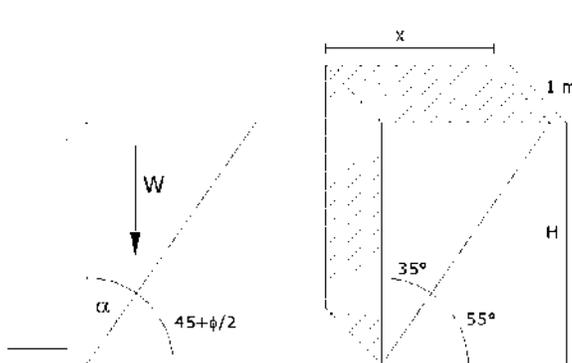
c) Empuje debido a una sobrecarga.

Considerando una longitud de influencia de la sobrecarga de 10 m, a partir de la orilla de la excavación, se toman los valores tabulados en la siguiente tabla:

d) Empuje debido al sismo.

$\phi = 20^\circ$ ;  $H = 3.0 \text{ m}$

Espesor unitario = 1.0 m;  $\gamma = 1.5 \text{ ton/m}^3$



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

$$\alpha = 90^\circ - \left(45 + \frac{20}{2}\right)$$

$$\alpha = 35^\circ$$

$$\tan \alpha = \frac{x}{H} \therefore x = H \tan \alpha$$

$$x = (3.0) \tan 35^\circ$$

$$x = 2.1 \text{ m}$$

$$A = \frac{bh}{2} = \frac{xH}{2} = \frac{(2.1)(3.0)}{2} = 3.15 \text{ m}^2$$

$$W = A * \gamma * 1.0 \text{ m} = (3.15)(1.5)(1.0) = 4.73 \text{ ton}$$

Zona de Lago (III)  $Q = 2$

$$C = 0.4$$

$$E = W \frac{C}{Q} = 4.73 \left( \frac{0.4}{2} \right) = 0.95$$

$$E_{ss} = \frac{W}{H} = \frac{0.95}{3} = \mathbf{0.32 \text{ ton/m}^2}$$

$$A_1 = \frac{(B + b)h}{2} = \frac{(2.14 + 1.07)(2.2)}{2} = 3.53$$

$$A_2 = \frac{(3.08 + 2.14)(0.8)}{2} = 2.09$$

$$A_T = 5.62$$

Ahora, para obtener la transformada de Peck

$$h = \frac{2A}{B + b}$$

$$A = 5.62$$

$$B = 3.0 \text{ m}$$

$$b = 0.75B = 0.75(3.0) = 2.25$$

$$h = \frac{2(5.62)}{(3.0 + 2.25)} = \mathbf{3.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}}$$

La envolvente de presión para diseño de ataguías es el que se muestra a continuación.

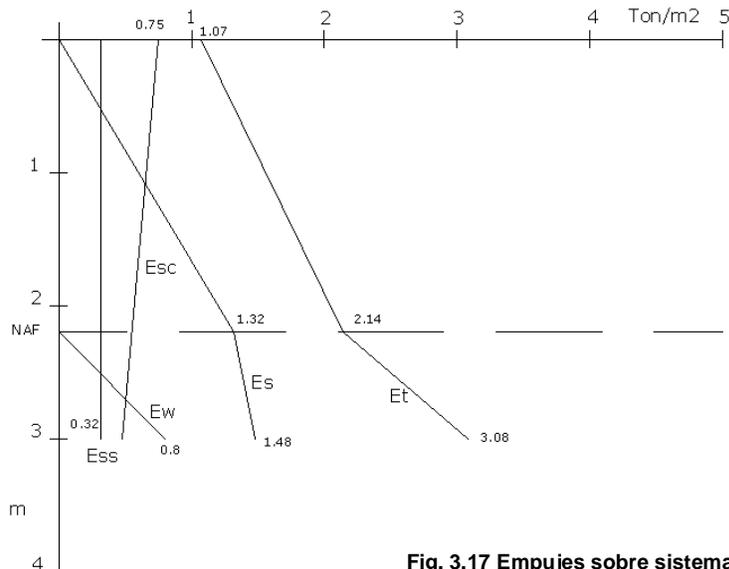


Fig. 3.17 Empujes sobre sistema de ademe.

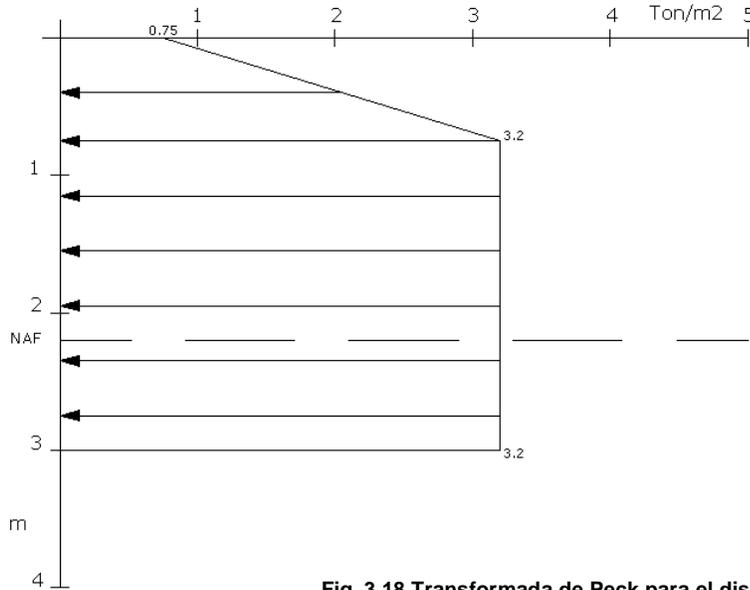


Fig. 3.18 Transformada de Peck para el diseño de ataguías.

**III.3.8 Revisión de la falla por empotramiento de la ataguía metálica.**

A continuación se presenta el análisis para determinar la longitud de la ataguía metálica en cantiléver utilizada para el sistema de ademe de la excavación que alojará al cajón de cimentación.

1)  $K_A = K_A'$   
 $K_P = K_P'$

$K_A = K_A' = 0.29944$

Cálculo de la presión efectiva sobre la línea de dragado =  $\bar{q}$

$\bar{q} = \gamma h + \gamma' h$

$\bar{q} = \left(1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) (2.2 \text{ m}) + \left(0.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) (0.8 \text{ m})$

$\bar{q} = 3.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

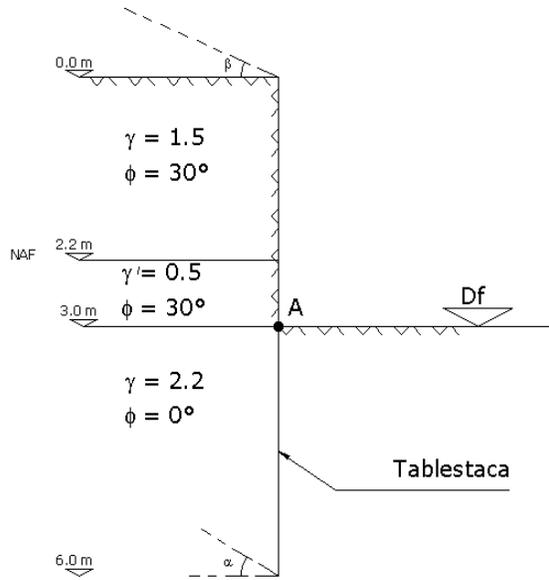
$E = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$

$E = \frac{1}{2} (0.29944) \left(1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) (2.2 \text{ m})^2$

$E = 1.09 \text{ ton}$

2) Determinar  $R_A$  y  $\bar{y}$

$R_a = \frac{Bh}{2} K_A + BhK_A' + \frac{Bh}{2} K_A'$



$$R_a = E_1 + E_2 + E_3$$

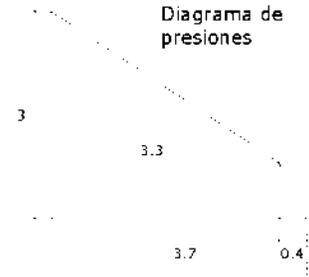
$$\sum M_A E = 0$$

$$E_1 d_1 + E_2 d_2 + E_3 d_3 = R_a \bar{y}$$

$$\bar{y} = \frac{E_1 d_1 + E_2 d_2 + E_3 d_3}{R_a}$$

$$\bar{y} = \frac{(1.09) \left( \frac{2.2}{3} + 0.8 \right) + (0.791) \left( \frac{0.8}{2} \right) + (0.048) \left( \frac{0.8}{3} \right)}{1.93}$$

$$\bar{y} = 1.037 \text{ m}$$



3) Cálculo de los coeficientes para la ecuación:

$$D^2(4C - q) - 2DR_a - \frac{R_a(12C\bar{y} + R_a)}{2C + \bar{q}} = 0$$

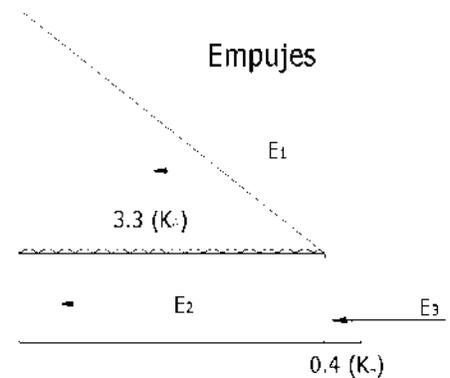
$$(4C - q) = 4 \left( 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) - \left( 3.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) = 5.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$R_a(12C\bar{y} + R_a) = 1.93 \text{ ton} \left[ (12) \left( 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) (1.037 \text{ m}) + 1.93 \text{ ton} \right]$$

$$= 56.55 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$2R_a = 2(1.93 \text{ ton}) = 3.86 \text{ ton}$$

$$2C + \bar{q} = 2 \left( 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) + \left( 3.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) = 8.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



4) Sustituyendo en la ecuación y resolviendo:

$$D^2(5.1) - D(3.86) - \frac{(56.55)}{(8.1)} = 0$$

$$5.1 D^2 - 3.86 D - 6.98 = 0$$

$$D = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$D = \frac{-(-3.86) \pm \sqrt{(-3.86)^2 - 4(5.1)(-6.98)}}{2(5.1)}$$

$$D_1 = 1.608 \text{ m}$$

$$D_2 = -0.851 \text{ m}$$

5) Para verificar si la solución parcial encontrada es correcta debemos ver si la estática de las fuerzas es satisfecha:

5.a

$$z = \frac{D(4C - q) - R_a}{4C}$$

$$z = \frac{(1.608 \text{ m})(5.1) - 1.93}{4(2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2})}$$

$$z = \mathbf{0.7126}$$

5.b

$$\sum F_H = 0$$

$$R_a + \frac{z}{2}8C - D(4C - \bar{q}) = 0$$

$$(1.93) + \frac{0.7126}{2}8(2.2) - (1.608)(5.1) = 0$$

$$\mathbf{0 = 0}$$

6) Aplicar FS

$$D = 1.608 \text{ m}$$

$$FS = 1.3$$

$$1.608(1.3) = \mathbf{2.09 \text{ m}}$$

7) Determinar altura total ( $H_T$ ) de la tablestaca:

$$H_T = H + DF_S$$

$$H_T = (3 \text{ m}) + (2.09 \text{ m})$$

$$H_T = 5.09 \text{ m} \approx \mathbf{5.1 \text{ m}}$$

La longitud de la ataguía utilizada en el proyecto se decidió fuera de **6.0 m**, debido a que dicha medida se aproxima a la obtenida analíticamente para garantizar la estabilidad del ademado, y de esta manera se aprovecha la longitud comercial de las piezas que es de 12 m, al no realizar cortes adicionales a los segmentos.

### III.3.9 Empujes sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación

a) Empuje debido al suelo.

$$E_s = \gamma h k_0 + \gamma' h k_0$$

$$E_s = \left(1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right)(1.7 \text{ m})(0.6) + \left(0.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right)(0.8 \text{ m})(0.6)$$

$$E_s = \mathbf{2.03 \text{ ton/m}^2}$$

b) Empuje debido al agua.

$$E_w = \gamma_w h$$

$$E_w = \left(1.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) (0.8 \text{ m})$$

$$E_w = 0.8 \text{ ton/m}^2$$

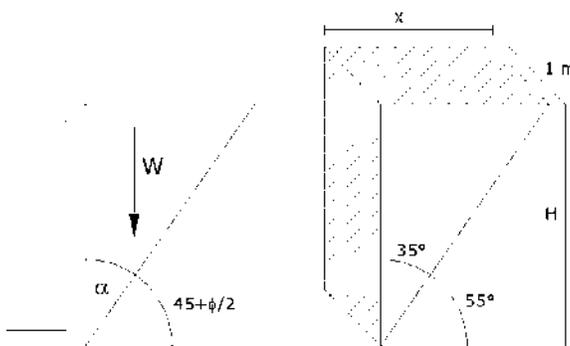
c) Empuje debido a una sobrecarga.

Considerando una longitud de influencia de la sobrecarga de 10 m, a partir de la orilla de la excavación, se toman los valores tabulados en la siguiente tabla:

d) Empuje debido al sismo.

$$\phi = 20^\circ ; \quad H = 3.0 \text{ m}$$

$$\text{Espesor unitario} = 1.0 \text{ m}; \quad \gamma = 1.5 \text{ ton/m}^3$$



$$\alpha = 90^\circ - \left(45 + \phi/2\right)$$

$$\alpha = 90^\circ - \left(45 + 20/2\right)$$

$$\alpha = 35^\circ$$

$$\tan \alpha = \frac{x}{H} \therefore x = H \tan \alpha$$

$$x = (3.0) \tan 35^\circ$$

$$x = 2.1 \text{ m}$$

$$A = \frac{bh}{2} = \frac{xH}{2} = \frac{(2.1)(3.0)}{2} = 3.15 \text{ m}^2$$

$$W = A * \gamma * 1.0 \text{ m} = (3.15)(1.5)(1.0) = 4.73 \text{ ton}$$

$$\text{Zona de Lago (III)} \quad Q = 2$$

$$C = 0.4$$

$$E = W \frac{C}{Q} = 4.73 \left(\frac{0.4}{2}\right) = 0.95$$

$$E_{ss} = \frac{W}{H} = \frac{0.95}{3} = 0.32 \text{ ton/m}^2$$

En la Figura 3.19 se grafican los empujes considerados para el diseño de los muros de los cajones de cimentación.

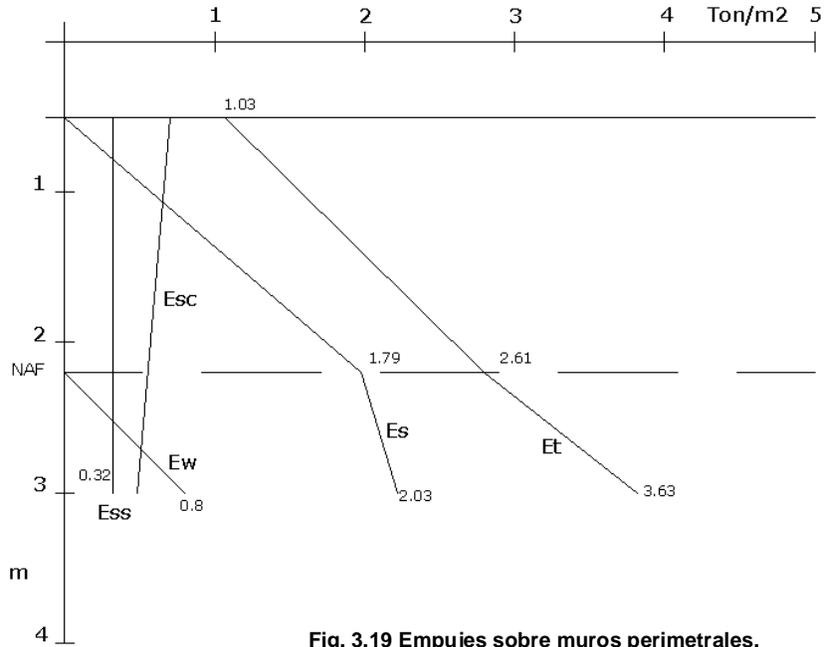


Fig. 3.19 Empujes sobre muros perimetrales.

**III.3.10 Cálculo del gasto de infiltración a la excavación. (Red de flujo)**

$$Q = KH \frac{N_f}{N_e}$$

Donde

$K$  = coeficiente permeabilidad del suelo.

$H$  = carga hidráulica, igual a 0.8 m.

$N_f$  = número de canales de flujo de la red.

$N_e$  = número de equipotenciales de la red.

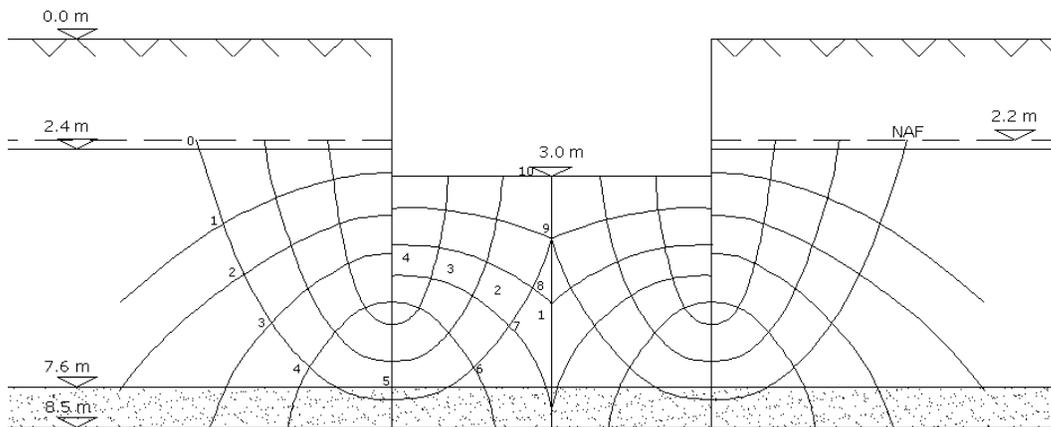


Fig. 3.20 Red de flujo para gasto de infiltración.

Utilizando un coeficiente de permeabilidad  $K = 1 \times 10^{-7}$ , y aplicando la expresión dada obtenemos:

$$Q = (1 \times 10^{-7})(0.8) \left( \frac{4}{10} \right)$$

$$Q = 3.2 \times 10^{-8} \frac{m^3}{seg} \text{ por ml}$$

De la planta de la cimentación se tienen 28 ml

Así:

$$Q_T = 28 \text{ ml} \left( 3.2 \times 10^{-8} \frac{m^3}{seg} \right)$$

$$Q_T = 8.96 \times 10^{-7} \frac{m^3}{seg}$$

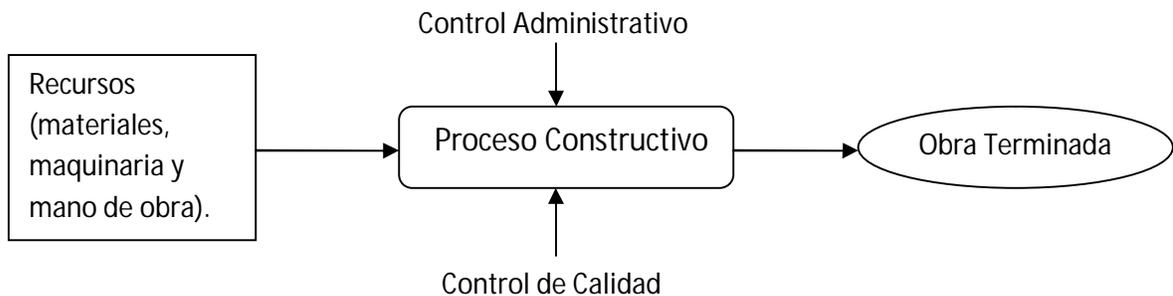
$$Q_T = 3.23 \frac{lt}{hr}$$

## CAPÍTULO IV.- PROCESO CONSTRUCTIVO

### IV.1 Proceso Constructivo.

Se define como Proceso Constructivo, en el ámbito de la Ingeniería Civil, al conjunto de fases sucesivas en el tiempo dedicadas a la transformación de los recursos (materiales, maquinaria y mano de obra), necesarias para la materialización de un edificio o de una infraestructura. Si bien el proceso constructivo es singular para cada una de las obras que se pueda concebir, si existen algunos pasos comunes que siempre se deben realizar.

El proceso constructivo se puede representar gráficamente de la siguiente forma:



Variables del proceso constructivo.

1. Controlables.
  - Calidad de los materiales (a través de normas y especificaciones).
  - Tiempo de duración.
  - Maquinaria.
  - Mano de obra.
2. No controlables.
  - Costo de los materiales.
  - Clima.
  - Otros fenómenos naturales (sismos, etc.)
  - Costo de la mano de obra (a través de la Comisión Nacional de Salarios Mínimos).

En el suceder del procedimiento constructivo, intervienen también procesos de control que permiten monitorear la obra a fin de garantizar la economía y seguridad de la obra durante la construcción, y así lograr una obra terminada de calidad adecuada.

Dichos procesos de control son:



Universidad Nacional  
Autónoma de México

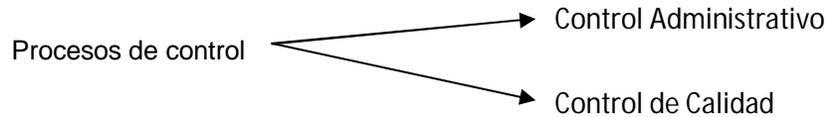


**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

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

Todo el material contenido en esta tesis 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.



Control Administrativo.- vigila, supervisa y controla los costos de la obra.

Control de Calidad.- se encarga de vigilar la seguridad de la obra.

En ambos controles, se deben tomar en cuenta las siguientes etapas:

1. Establecimiento del estándar.
2. Verificación de lo real vs lo estándar.
3. Acción correctiva.
4. Mejoramiento de lo estándar.

En el proceso constructivo de toda obra de infraestructura existen aspectos que requieren especial atención, tales como la calidad de los materiales y de los trabajos, pero en el rubro de la geotecnia, es decir, en el proceso de construcción de la cimentación de dicha estructura, surgen diversas situaciones que el ingeniero de cimentaciones debe considerar a fin de tomar las medidas y precauciones necesarias para que no ocurran accidentes o contratiempos en la construcción. Entre los aspectos principales a considerar encontramos: el control de agua en el suelo de las excavaciones, los movimientos inesperados en la masa del suelo así como la condiciones hidráulicas del mismo que podrían llegar a afectar la estabilidad de las excavaciones durante los trabajos; así también, procedimientos de construcción especializados, tales como la hinca de pilotes, que requieren especial atención para su adecuada realización.

En los siguientes párrafos, se exponen brevemente los mencionados aspectos.

#### **IV.1.1 El agua en el suelo.**

El agua existente en el terreno suele ser uno de los problemas de mayor dificultad en los trabajos de excavación, por lo que un aspecto muy importante en cualquier investigación del terreno es el estudio de las condiciones del agua subterránea en el sitio (localización, etc.) y de los efectos de la misma sobre las propiedades de ingeniería del suelo.

Los ensayos de los Límites de Atterberg señalan como puede variar el suelo de sólido a fluido viscoso con el contenido de agua. Las observaciones individuales del suelo seco y húmedo en y alrededor de excavaciones, a lo largo de caminos y en cualquier otro lugar muestran un amplio intervalo en sus diferentes estados. Los suelos cohesivos son muy duros, frágiles y tienden a contraerse cuando están secos, y son muy blandos, plásticos y tienden a expandirse cuando están húmedos. Los suelos sin cohesión varían desde moldeables a desmoronables para los estados húmedo y seco respectivamente.

Esto no siempre es fácil, ya que los niveles piezométricos en los diferentes estratos no son necesariamente los mismos, en particular cuando se encuentra una capa de material de fácil drenaje en medio de dos capas relativamente impermeables. En efecto, en algunos estratos pueden existir condiciones artesianas. Más aún, las condiciones del agua subterránea pueden variar con el tiempo, debido por ejemplo al efecto de las estaciones o de las mareas, y por consiguiente, es necesario realizar observaciones a lo largo de un extenso periodo cuando sea necesario medir dichas fluctuaciones.

La primera indicación de agua subterránea puede ser la humedad en las muestras de suelo o el goteo dentro de los agujeros de los sondeos. Estas observaciones son posibles solo en el caso en que los sondeos sean en seco. Sin embargo, aunque estas condiciones deben ser registradas, pudieran representar solamente saturación capilar o un nivel freático colgado. Los derrumbes en los agujeros en arena, sin ademado, que se hacen con barrenas, son también indicación de agua subterránea dejando que el agua en los agujeros alcance su nivel de equilibrio. En suelos arenosos esto se logra en pocas horas, pero en arcillas se necesita una semana o más....

En la mayoría de los el nivel del agua se mide en los sondeos exploratorios; sin embargo, frecuentemente es necesario hacer sondeos expresamente para la medición del agua subterránea cuando se supone que hay agua colgada o artesiana o si la técnica de perforación (como la que usa el lodo de perforación) oscurece el agua.

Todo lo anterior resulta necesario ya que, un bombeo continuo resulta un procedimiento bastante costoso y la entrada de agua de los terrenos circundantes puede provocar el asentamiento de las estructuras adyacentes. Un flujo elevado puede causar la erosión o colapso de los lados de excavaciones abiertas. En ciertos casos puede producirse inestabilidad en la base, debido a la filtración ascendente hacia el pozo de bombeo, o si el fondo de una excavación en arcilla está situado sobre una capa permeable que contiene agua a presión artesiana. Sin embargo, con un conocimiento del suelo y las condiciones de agua en el terreno y la comprensión de las leyes del flujo hidráulico, es posible adoptar métodos de control de agua del terreno que garanticen un esquema de construcción económico y seguro para cualquier condición. Lo importante es obtener toda la información necesaria antes de comenzar el trabajo.

#### **IV.1.1.1 Control de agua en las excavaciones.**

El método tradicional para determinar los niveles freáticos consiste en medir la profundidad de la superficie del agua libre en una perforación. Sin embargo, el tiempo necesario para que el agua llegue a su nivel de equilibrio depende de la permeabilidad del suelo; en los suelos de fácil drenaje solo se necesitarán algunas horas en tanto que en los suelos de baja permeabilidad se necesitarán días o hasta semanas. Además, inclusive en las perforaciones revestidas no se sabe a ciencia cierta de cual estrato proviene el agua; es posible, por ejemplo, que el agua de un estrato superior se infiltre por la parte exterior del revestimiento y penetre por la base de la perforación, o también, que el agua superficial durante las lluvias fuertes escurra dentro de la perforación. Para establecer las condiciones del agua subterránea con algún grado de precisión es preferible instalar *piezómetros* a las profundidades adecuadas.

Todos los piezómetros necesitan que se produzca un pequeño flujo de agua en su interior para poder registrar la verdadera presión del agua. El tiempo que necesita un piezómetro para llegar a la verdadera presión se denomina tiempo de respuesta, el cual depende de la cantidad de flujo que necesita el piezómetro para su funcionamiento y de la permeabilidad del suelo en el sitio. Para medir la presión intersticial de una manera eficiente y confiable, el piezómetro debe funcionar con un flujo mínimo y debe tener un tiempo de respuesta tan corto como sea posible.

El piezómetro más simple es el *piezómetro de tubo abierto*, que está constituido por un tubo con sección perforada en el extremo inferior, o también por un tubo conectado con un elemento poroso. La parte de la perforación donde se encuentra la sección perforada o el elemento poroso se llena con arena o grava fina y se sella a un nivel apropiado. El extremo superior del tubo que forma el piezómetro debe ser accesible si se requiere determinar el nivel del agua mediante

una plomada y si se sella con un tapón, debe permitirse ventilación para lograr el equilibrio de presiones. En la figura 4.1a se muestra un piezómetro de tubo abierto de tipo Casagrande.

La principal desventaja de los piezómetros de tubo perforado se relaciona con su uso en suelos con permeabilidad relativamente baja, en los cuales el tiempo de respuesta es bastante lento. En este tipo de suelos es preferible utilizar *piezómetros hidráulicos*, en los que la presión intersticial se mide con un pequeño elemento poroso conectado a un tubo delgado que transmite la presión a un manómetro de mercurio o a un manómetro de tipo Bourdon. La utilización de tubos delgados y un sistema cerrado de medida de la presión permite que el piezómetro funcione de manera adecuada con solo una pequeña cantidad de agua que atraviese el elemento poroso. Sin embargo, para tener un tiempo de respuesta rápido se requiere que no exista aire en el sistema; por esta razón, la mayor parte de los piezómetros hidráulicos son del tipo de tubo doble, en los que el elemento poroso está conectado al punto de medida a través de dos tubos que permiten purgar el sistema mediante la circulación periódica del agua. En la Figura 4.1b se muestra un piezómetro hidráulico típico adecuado para utilizarse en perforaciones.

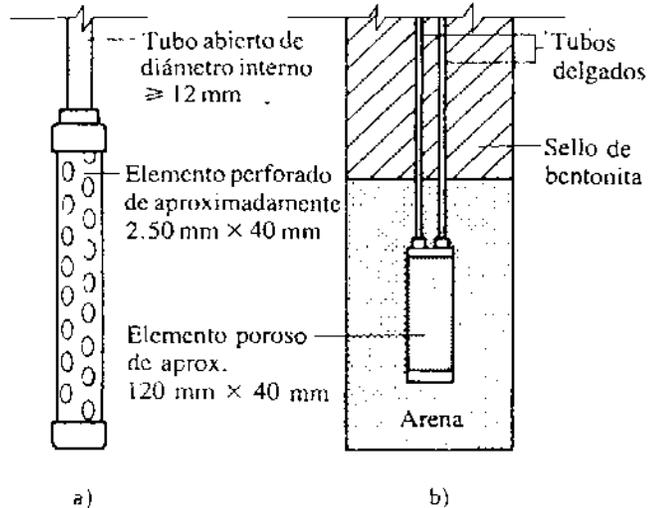


Fig. 4.1 Piezómetros.

En ciertos proyectos es necesario hacer el seguimiento de las condiciones del suelo de manera continua antes y después de la construcción; para ello se instalan los equipos de instrumentación adecuada que permita el registro de la evolución de la presión y los desplazamientos del terreno.

#### IV.1.2 Instrumentación de campo.

Es importante anotar que en el diseño de estructuras en las que interviene el suelo, el ingeniero debe afrontar diversas fuentes de incertidumbre: la gran variabilidad de los depósitos de suelo, los problemas relacionados con la dificultad de recuperar muestras inalteradas representativas para realizar los ensayos de laboratorio y las limitaciones propias de muchos de los ensayos *in situ*. Por tanto, a pesar de utilizar técnicas de ensayo sofisticadas y elegantes métodos de análisis para predecir los esfuerzos y las deformaciones, en efecto el ingeniero nunca está seguro del comportamiento real que tendrá en la práctica una estructura de suelo.

Por esta razón, en los últimos años se ha vuelto común instalar instrumentación de campo en la mayor parte de proyectos de envergadura, con el fin de controlar su comportamiento durante la etapa de construcción y, posteriormente, durante su operación. Este seguimiento sirve de base al ingeniero para modificar el diseño existente si se observa que el comportamiento durante la construcción difiere de manera significativa del que se supuso en el diseño. Además, la instrumentación proporciona una valiosa información acerca de la interacción suelo-estructura, la cual es de gran utilidad en los futuros diseños de estructuras similares.

Los métodos de control del comportamiento del suelo varían desde las técnicas simples basadas en la topografía, con las cuales se miden las variaciones de distancia o de nivel, hasta el uso de sensores más o menos sofisticados para medir presiones y desplazamientos. Sin embargo, es importante notar que la introducción de cualquier dispositivo de medida cambia inevitablemente las condiciones que se desea medir *in situ*; por tanto, debe tenerse especial cuidado en el diseño de la instrumentación, de tal manera que este cambio se reduzca al mínimo. Otra característica importante que deben tener tales dispositivos, que a menudo dificultan su diseño, es la capacidad para soportar el maltrato durante y después de su instalación, y la capacidad para operar en ambientes relativamente difíciles, con frecuencia situados por debajo del nivel freático.

Las principales aplicaciones de la instrumentación de campo son la medida de la presión total, de la presión intersticial y de los desplazamientos verticales y horizontales.

#### **IV.1.2.1 Medida de la presión total.**

La mayor parte de sistemas disponibles para la medición de la presión total *in situ* utiliza celdas de presión que funcionan mediante el principio del diafragma deformable, cuya deflexión se mide mediante el uso de deformímetros eléctricos o mediante la medida de la variación de la frecuencia de vibración de un alambre conectado al diafragma.

#### **IV.1.2.2 Medida de la presión intersticial.**

Para determinar los esfuerzos efectivos *in situ* de una masa de suelo se necesita controlar no solo el valor de la presión total, sino también los valores de la presión intersticial. Esta se mide *in situ* mediante el uso de *piezómetros*. Para que el piezómetro funcione de manera eficiente y confiable se requiere que el flujo necesario para hacer la medición sea mínimo y que su tiempo de respuesta sea lo más rápido posible.

#### **IV.1.2.3 Medida de desplazamientos.**

El método más simple para establecer la magnitud de cualquier desplazamiento de una estructura se basa en la utilización de un nivel de precisión y de distanciómetros electrónicos para determinar los cambios de posición y de nivel en puntos de referencia claramente definidos en la estructura. Sin embargo, para controlar los desplazamientos al interior de una estructura de suelo o en un estrato de cimentación se requieren técnicas diferentes.

Los sensores puntuales de asentamiento se utilizan para controlar el desplazamiento vertical de puntos específicos del suelo.

Los sensores de asentamiento con tubo vertical permiten medir el asentamiento en varios puntos a lo largo de una sección vertical de una masa de suelo.

Los sensores de perfil transversal se utilizan para medir los desplazamientos verticales y horizontales que se producen principalmente bajo terraplenes.

#### **IV.1.3 Hinca de pilotes.**

La operación de introducir el pilote en el terreno se llama *hinca del pilote*. Como muchas otras operaciones que se realizan en las construcciones, la hinca de pilotes es un arte, cuyo éxito depende de la habilidad e ingeniosidad de los que la realizan; sin embargo, también como en muchos otros trabajos de construcción se depende cada vez más de la ciencia de la ingeniería para hacerlos más eficaces. Aún más importante que el arte y la ingeniería mecánica envueltos en

la construcción, resultan otros factores que aseguran el buen funcionamiento de la cimentación de pilotaje una vez terminada. Por lo tanto, el ingeniero que proyecta la cimentación debe finalmente intervenir en la construcción y el ingeniero constructor en el proyecto. El método más antiguo y uno de los más ampliamente usados es por medio de una maza. Los constructores orientales usaron durante centurias un bloque de piedra como maza, un grupo de obreros dispuestos en forma de estrella alrededor de la cabeza del pilote levantaban la piedra por medio de cuerdas que mantenían tirantes; por un movimiento rítmico de estirar y aflojar las cuerdas levantaban la piedra en el aire y guiaban el golpe hacia abajo, sobre la cabeza del pilote. Los romanos usaban un bloque de piedra que elevaban por medio de una cabria en forma de A, utilizando la energía de esclavos o caballos y guiaban su caída por medio de poste verticales.

#### IV.1.3.1 Equipos para la hincada de pilotes o martinetes.

Aunque la simple armadura en forma de A que se empleaban los romanos para la hincada de pilotes todavía se usa actualmente (con energía mecánica), la máquina más comúnmente usada es, esencialmente, una grúa montada sobre esteras (Fig. 4.2). Unidas a la pluma de la grúa están las guías: dos canales de acero unidos entre sí por medio de separadores en U y arriostrados por diagonales.

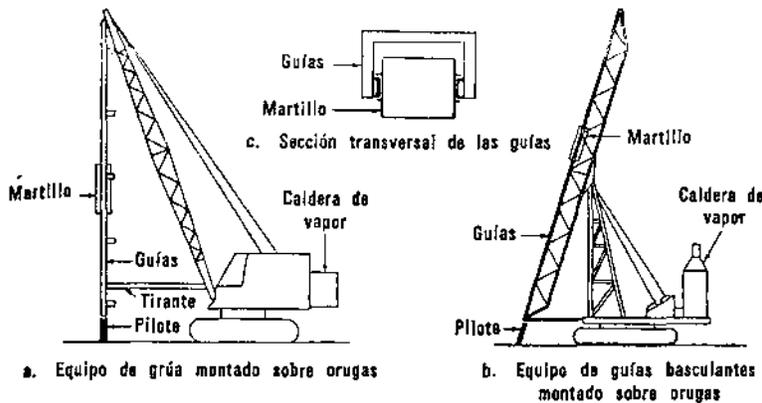


Fig. 4.2 Equipo para la hincada de pilotes.

El pilote se coloca entre las guías y debajo del martillo. A veces se colocan entre las guías, preferiblemente, piezas que pueden deslizarse y sirven para soportar lateralmente el pilote a la mitad o a las cuartas partes de su longitud.

Algunos equipos grandes se montan en una base de vigas que se apoya en un armazón de acero y emparrillado de madera. Estos equipos se trasladan haciéndolos resbalar sobre vigas o rodillos. Para trabajos de carreteras se usan equipos de grúa instalados en vehículos con llantas de goma y para trabajos dentro de los edificios se han usado hasta martinets montados en camiones con horquilla para elevar pesas. Algunas veces estos equipos o martinets se montan en barcas para trabajos marinos o en carros de ferrocarril para trabajos en las vías. Cuando no hay espacio suficiente para una guía suelen usarse guías oscilantes que se cuelgan de cables.

La característica más importante de un equipo para la hincada de pilotes, desde el punto de vista del ingeniero, es su capacidad para guiar el pilote exactamente. Debe ser lo

Estos canales sirven de guía al martillo o maza que tiene unas aletas que le permiten resbalar entre los canales de la guía. Las guías están aseguradas a la grúa por un tirante que generalmente es ajustable, lo cual permite la hincada de pilotes inclinados. Para los martinets de vapor se necesita una caldera de vapor o un compresor de aire.

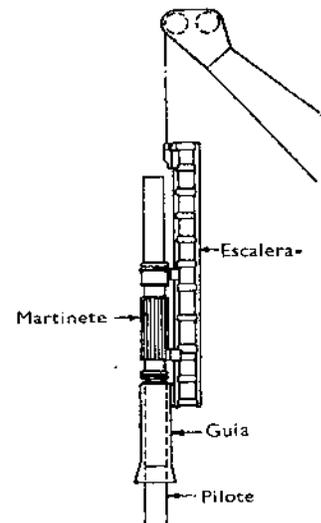


Fig. 4.3 Guía para un martinete Delmag Diesel de pilotaje.

suficientemente fuerte y rígido para mantener el pilote y el martillo en su posición y con la inclinación fijada, a pesar del viento, las obstrucciones bajo el terreno y el movimiento del martillo.

**Martillos o mazas para la hincada de pilotes.**

El martillo mas simple es la maza, que consiste en un bloque de acero fundido que pesa de 250 a 1,000 kilogramos. Se eleva por medio de un torno de 1.50 a 3.00 m sobre la cabeza del pilote y luego se deja caer. La hincada de pilotes con maza es simple, pero muy lenta y se usa solamente en pequeños trabajos en los que el constructor tiene que improvisar su equipo o cuando no esta justificado el costo del traslado de equipos pesados.

El martillo de vapor de simple efecto se compone de un pesado bloque de acero fundido, que es la maza, un pistón y un cilindro. Se introduce vapor o aire comprimido en el cilindro para levantar la maza 60 a 90 cm, y luego se le da salida al vapor para que la maza caiga sobre la cabeza del pilote. Estos martillos son simples y fuertes y golpean a baja velocidad, con energía relativamente constante a pesar del desgaste, los ajustes y las pequeñas variaciones en la presión del vapor.

En los martillos de doble efecto o diferenciales se emplean el vapor o el aire comprimido para levantar la maza y para acelerar la caída. Los golpes son más rápidos, de 95 a 240 por minuto, con lo cual se reduce el tiempo necesario para la hincada del pilote hasta se hace esta más fácil en arena suelta. El martillo puede perder parte de su eficiencia con el desgaste o el ajuste deficiente de la válvula.

Los martillos Diesel para la hincada de pilotes se encuentran en el mercado en tamaños cada vez mayores. El martillo Diesel se compone de un cilindro de fondo macizo y una maza pistón encerrada en el mismo. Al comenzar la hincada la maza se levanta mecánicamente y luego se deja caer. El combustible se inyecta dentro del cilindro cuando cae la maza, produciéndose la ignición por el calor del aire comprimido por la maza. El impacto y la explosión fuerzan al cilindro hacia abajo contra el pilote y a la maza hacia arriba, para repetir el ciclo automáticamente. Las mayores ventajas del martillo Diesel son: que lleva consigo la fuente de energía, es económico y se opera fácilmente. La energía por golpe es alta en relación con el peso del martillo, pero esta se desarrolla por la alta velocidad de los golpes de una maza de peso mediano. La mayor desventaja estriba en que la energía por golpe varía con la resistencia que ofrece el pilote y es extremadamente difícil valorarla en la obra. En algunos tipos de martillo Diesel la distancia del recorrido de la masa puede observarse visualmente y calcular la energía, aproximadamente, por el producto del recorrido y el peso de la maza. En otros martillos se puede estimar la energía por la presión del aire generada en una cámara de rechazo situada sobre el martillo. Debido a que la energía es variable, el martillo Diesel es el que mejor se adapta a los casos en que el control de la energía no es crítico, o donde este pueda ser vigilado de cerca en los momentos críticos.

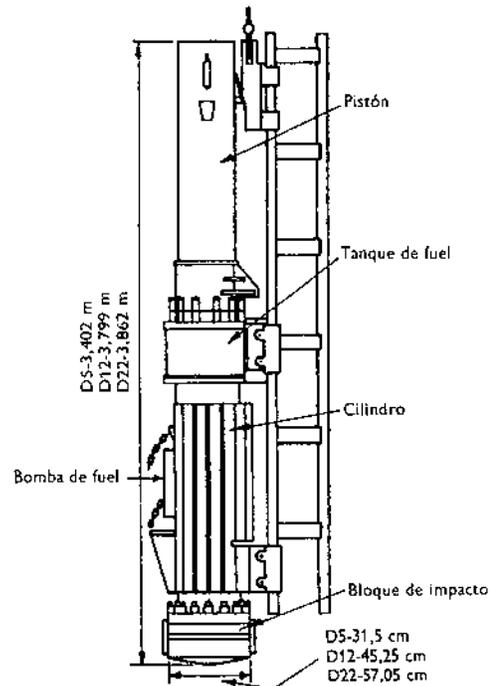


Fig. 4.4 Martinete Delmag diesel de pilotaje.

En la mayoría de los martillos par hinca de pilotes es necesario usar sombreretes. Protectores para distribuir la fuerza del golpe del martillo en la cabeza del pilote. El sombrerete se hace de acero fundido y contiene en su interior un bloque renovable de madera, fibra o un metal laminado y goma o un cojín plástico y contra él golpea el martillo. Los sombreretes para la hinca de pilotes de hormigón armado pueden estar provistos además de un cojín de madera que se coloca entre el propio sombrerete y la cabeza del pilote.

## **IV.2 Proceso constructivo de cajón de cimentación (apoyo tipo).**

### **IV.2.1 Etapa I. Perforación e hincado de pilotes.**

Se realizarán perforaciones previas de la diagonal del pilote en toda la profundidad; la perforación será realizada con remoldeo y extracción efectiva de los materiales, con diámetro de 30 cm. Dichas perforaciones podrán hacerse con broca de "bote" apoyada en una maquina rotatoria.

Posteriormente a las perforaciones, se hincarán los pilotes a percusión utilizando un martinete cuyo peso no sea inferior a un 50% del peso del pilote, en este caso, con la ayuda de un martillo D-22 o de energía similar, hasta alcanzar la profundidad correspondiente. Uniendo los tramos correspondientes a la longitud de desplante del pilote mediante soldadura.

#### Consideraciones generales.

Los pilotes deberán hincarse antes de colocar la ataguía metálica, perforar los pozos de bombeo e iniciar la excavación para alojar el cajón de cimentación.

El orden de hincado de los pilotes deberá ser el siguiente: primero, se hincaran los correspondientes al centro y posteriormente los de la periferia, empezando por cualquier esquina y continuando en un mismo sentido de giro.

Entre las perforaciones y el posterior hincado de cada pilote no deberán transcurrir más de 24 horas.

Se usará empaque amortiguante en el extremo superior de los pilotes con el objeto de garantizar que no se destruya la cabeza de éstos durante el hincado.

Se deberá utilizar un seguidor para dejar las cabezas al nivel de proyecto.

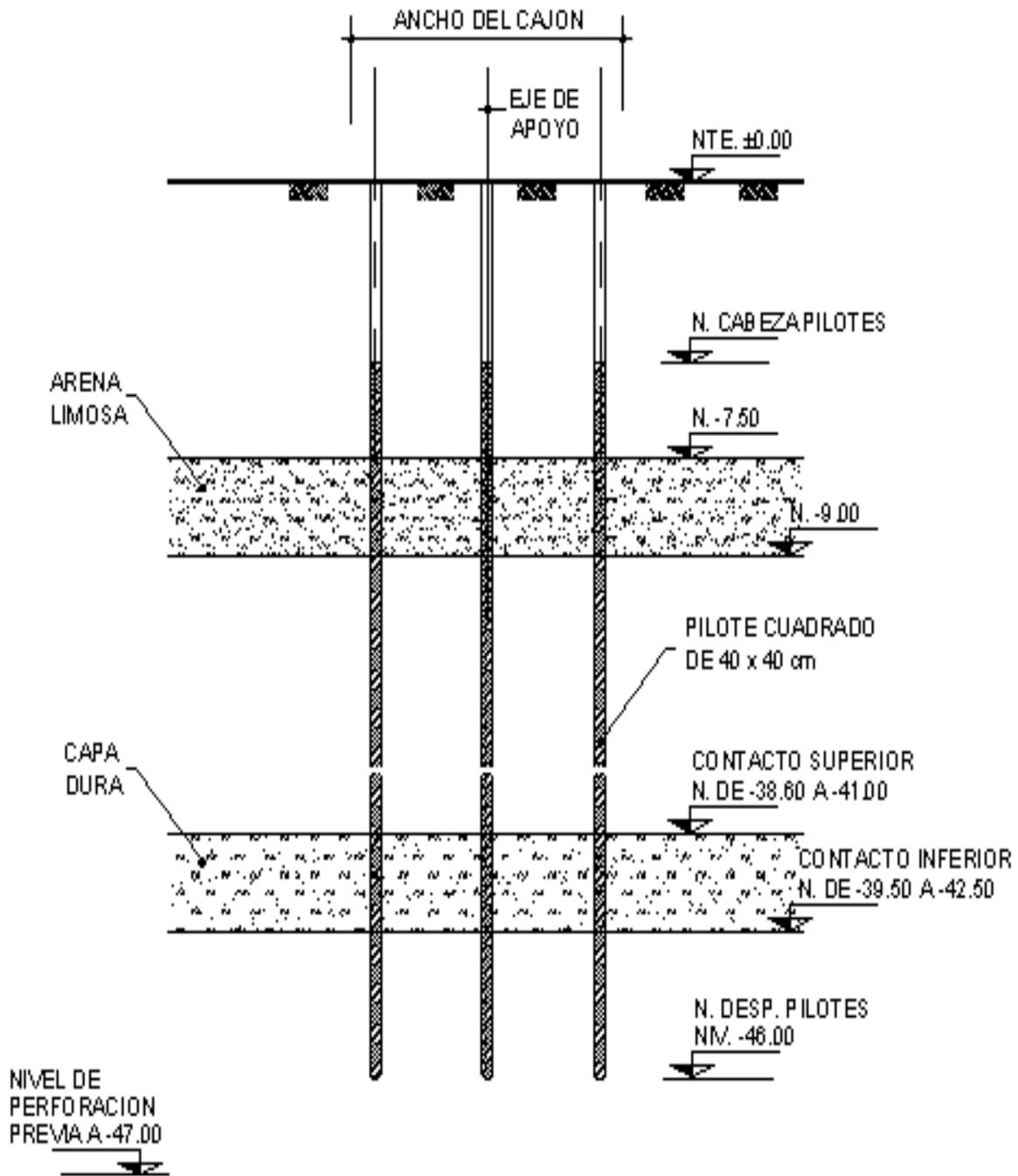
La verticalidad de la perforación para el hincado de los pilotes no deberá exceder  $H/250$ ; donde H es la longitud del pilote.

Los pilotes serán monolíticos de los tramos necesarios, unidos por juntas diseñadas para tomar los mismos esfuerzos de tensión y compresión de los pilotes.

Deberá contarse con equipo de mordazas para sujetar el pilote en caso de que este se hunda por efecto de peso propio.

Iniciado el proceso de hincado del pilote, no deberán existir periodos de receso mayores de 90 minutos.

La recta que une los extremos del pilote no formara con la vertical un ángulo superior a tres grados.



## ETAPA I

### PERFORACION E HINCADO DE PILOTES

#### **IV.2.2 Etapa II. Hincado de ataguía metálica.**

Se requiere contar con una ataguía que permitirá contener los empujes del suelo debidos a la excavación y la sobrecarga.

Las ataguías se hincarán en el subsuelo con equipo mecánico y dispositivos guía que garanticen la verticalidad de las mismas. Las ataguías se hincarán hasta el nivel – 6.00 m como se muestra en la fig.

Una vez hincadas las ataguías se procederá a la excavación del cajón.

#### **IV.2.3 Etapa III. Excavación hasta el fondo, nivel – 3.05 m.**

La excavación se efectuará con maquinaria hasta 30 cm antes de alcanzar el fondo y se continuará con herramienta manual hasta el nivel de proyecto (El fondo de la excavación se deberá situar en el nivel – 3.05 m), para evitar el remoldeo del fondo de la excavación.

Para la ejecución de la excavación será necesario colocar el equipo a no menos de 2.0 m de la corona del talud, con el fin de evitar fallas locales del mismo.

#### **IV.2.4 Etapa IV. Colado de plantilla y descabece de pilotes.**

Para evitar remoldeo del fondo y contaminación del concreto, se requiere que una vez alcanzado el nivel de desplante y afinado, se cuele una plantilla de concreto de 5 cm de espesor, utilizando concreto de  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ .

Cuando el concreto de la plantilla haya fraguado, lo que sucederá 6 horas después del colado, se procederá al armado y colado de la losa de fondo como se indica en los planos estructurales; durante estos trabajos, se deberán demoler las cabezas de los pilotes para integrar el armado de los mismos al armado de la losa y su dado respectivo.

#### **IV.2.5 Etapa V. Armado y colado de losa de fondo, muros, dados de pilotes y tramo de la columna.**

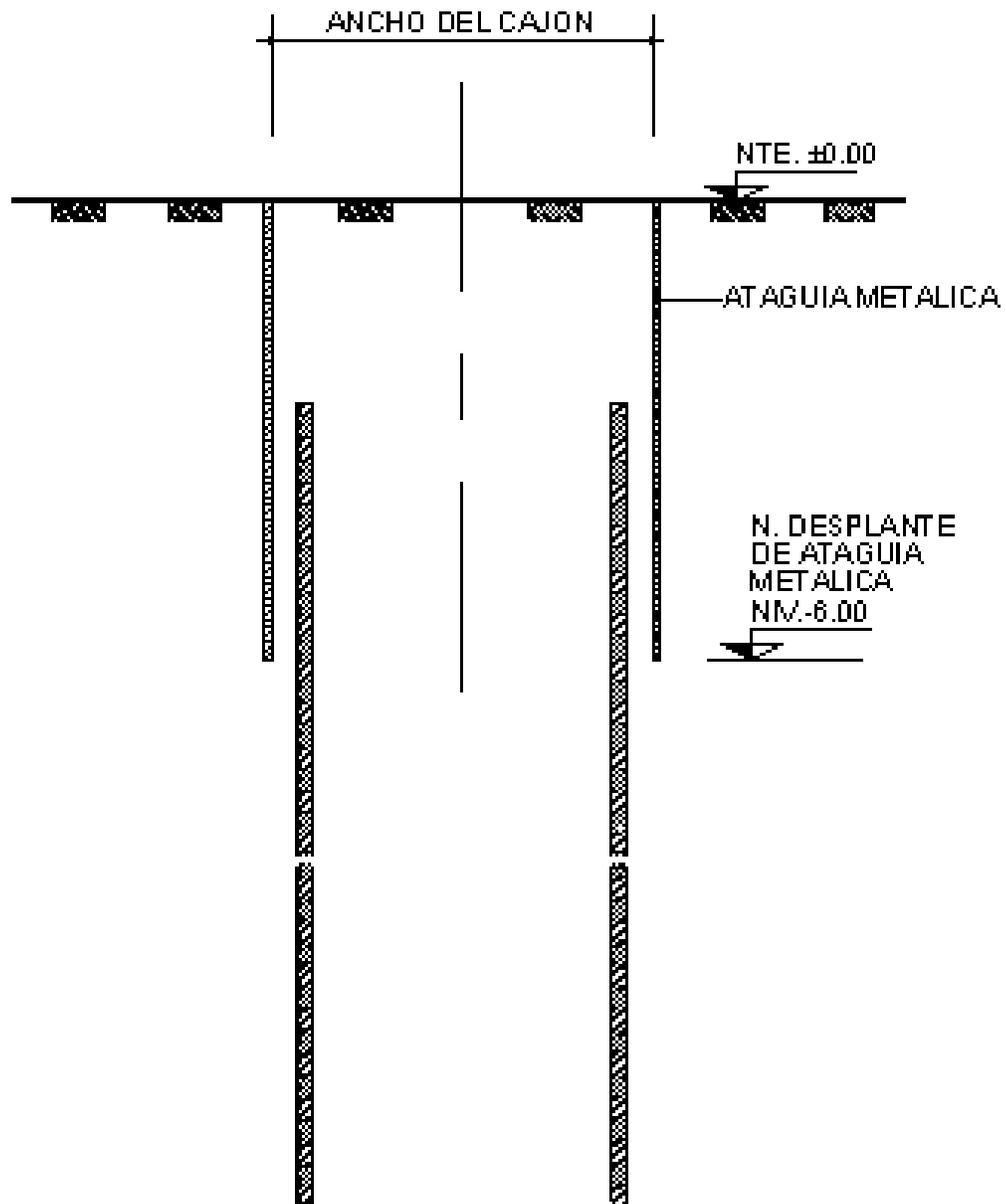
#### **IV.2.6 Etapa VI. Armado y colado de la losa tapa y colado complementario de columna.**

El cajón de cimentación deberá de impermeabilizarse, a fin de que no se incremente el tirante de agua considerado en el proyecto.

#### **IV.2.7 Etapa VII. Colocación de rellenos controlados.**

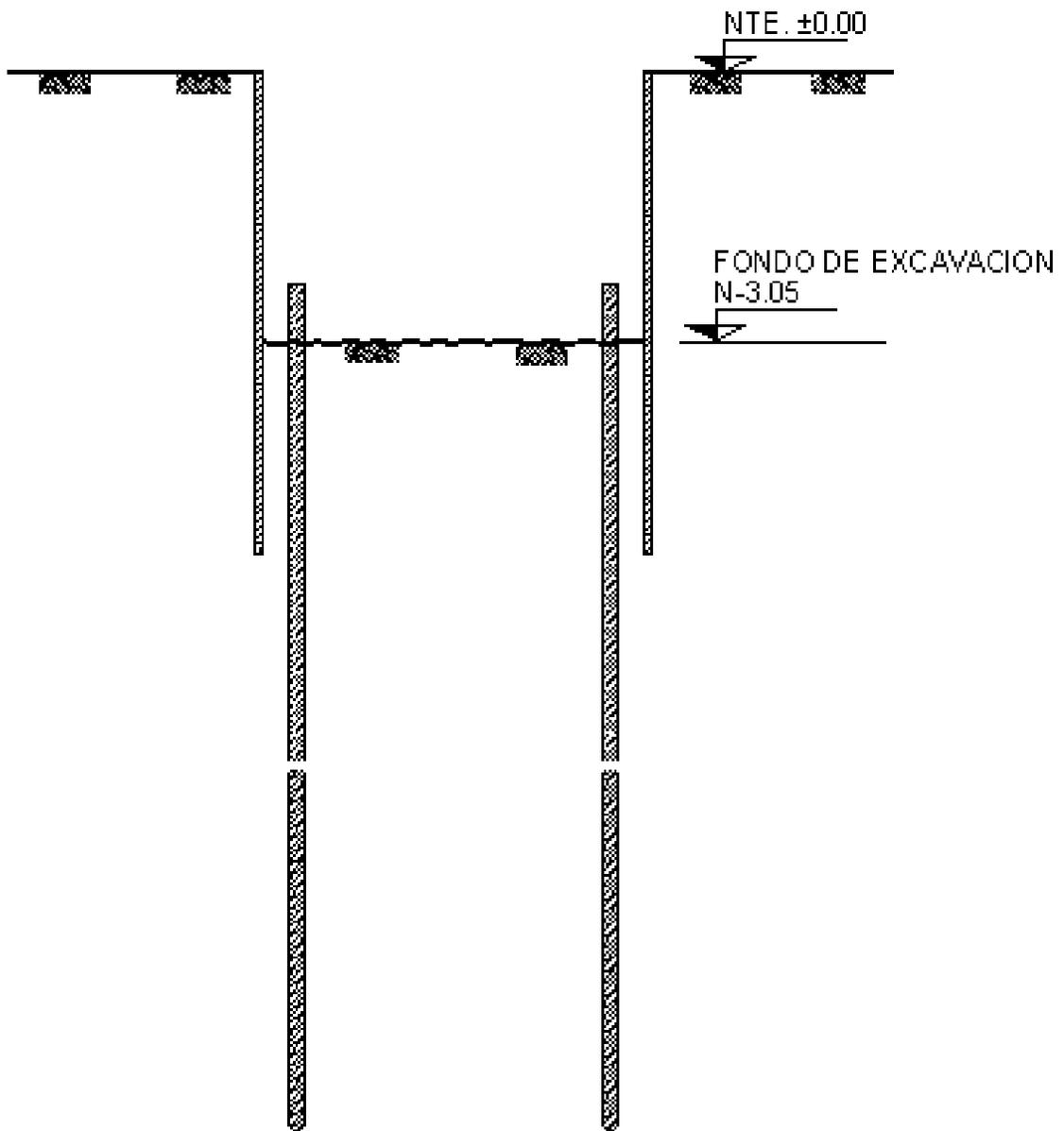
Los rellenos necesarios en las zonas adyacentes al cajón de cimentación, se conformarán con arena limosa, la cual será tendida en capas de 20 cm máximo, compactadas al 90% de su peso volumétrico seco máximo (P.V.S.M.), según prueba AASHTO Estándar.

Los rellenos necesarios colocados encima de la losa tapa del cajón de cimentación, se conformarán con arena limosa, la cual será tendida en capas de 20 cm máximo, compactadas al 95% de su peso volumétrico seco máximo (P.V.S.M.), según prueba AASHTO Estándar.

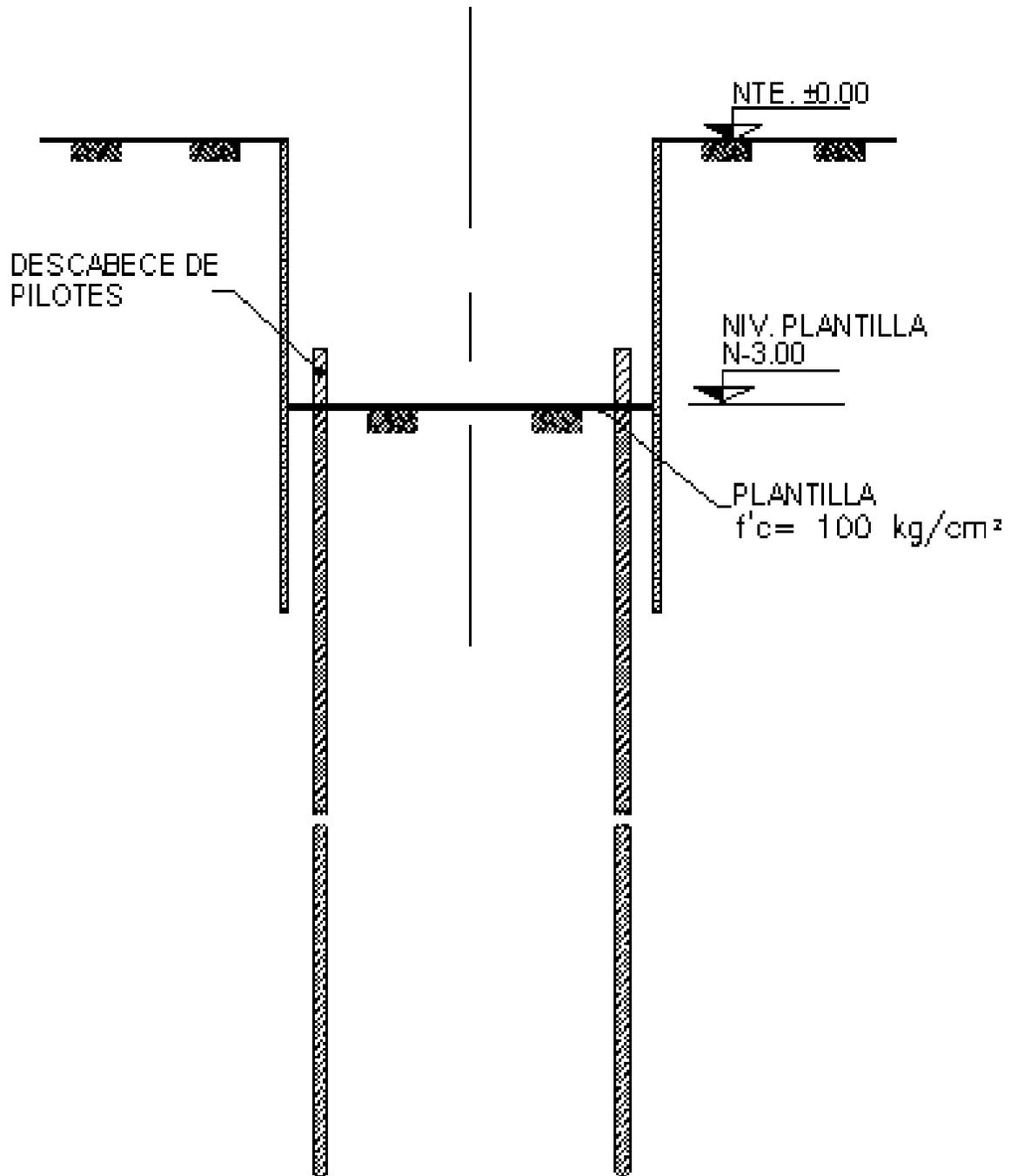


## ETAPA II

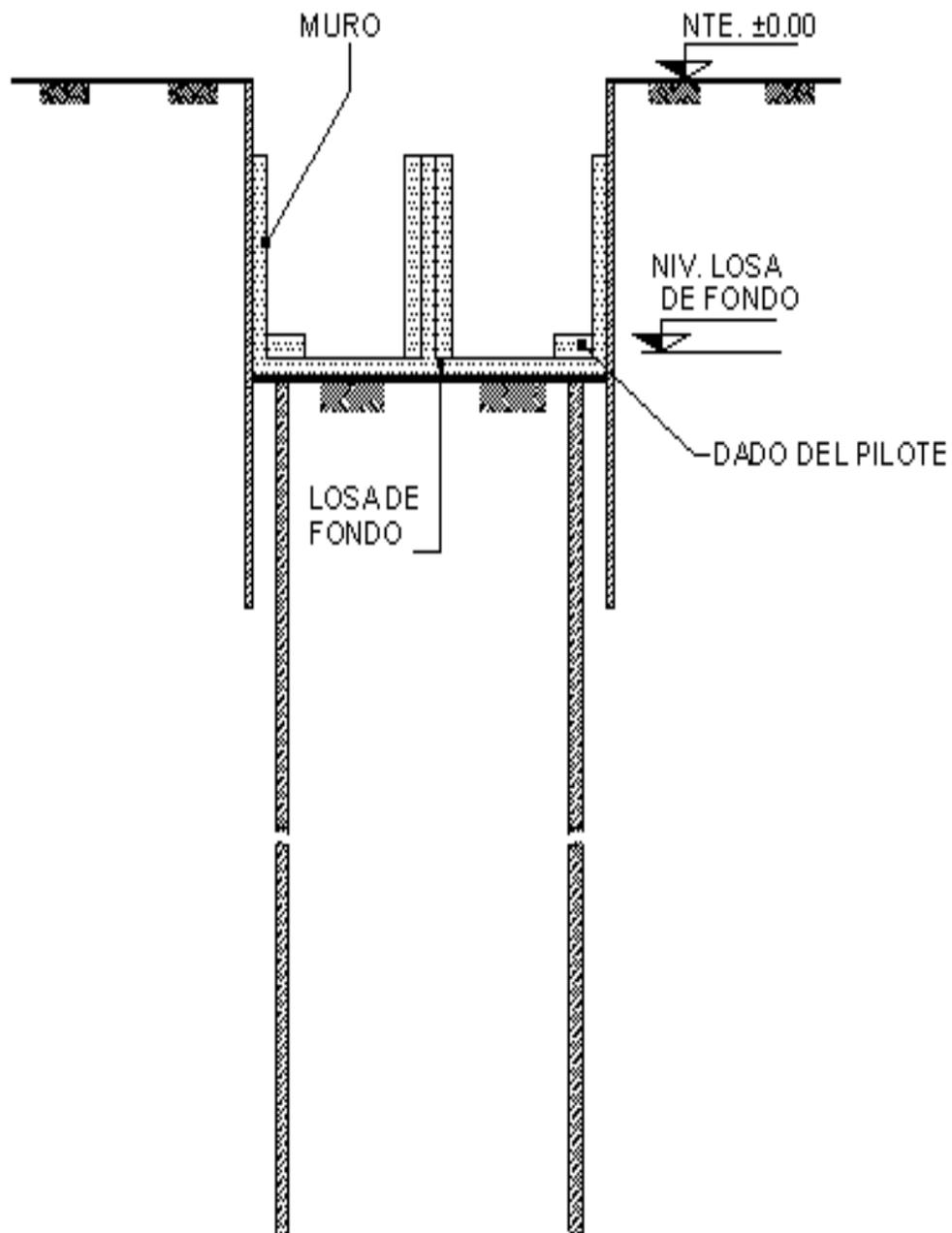
### HINCADO DE ATAGUIA METALICA



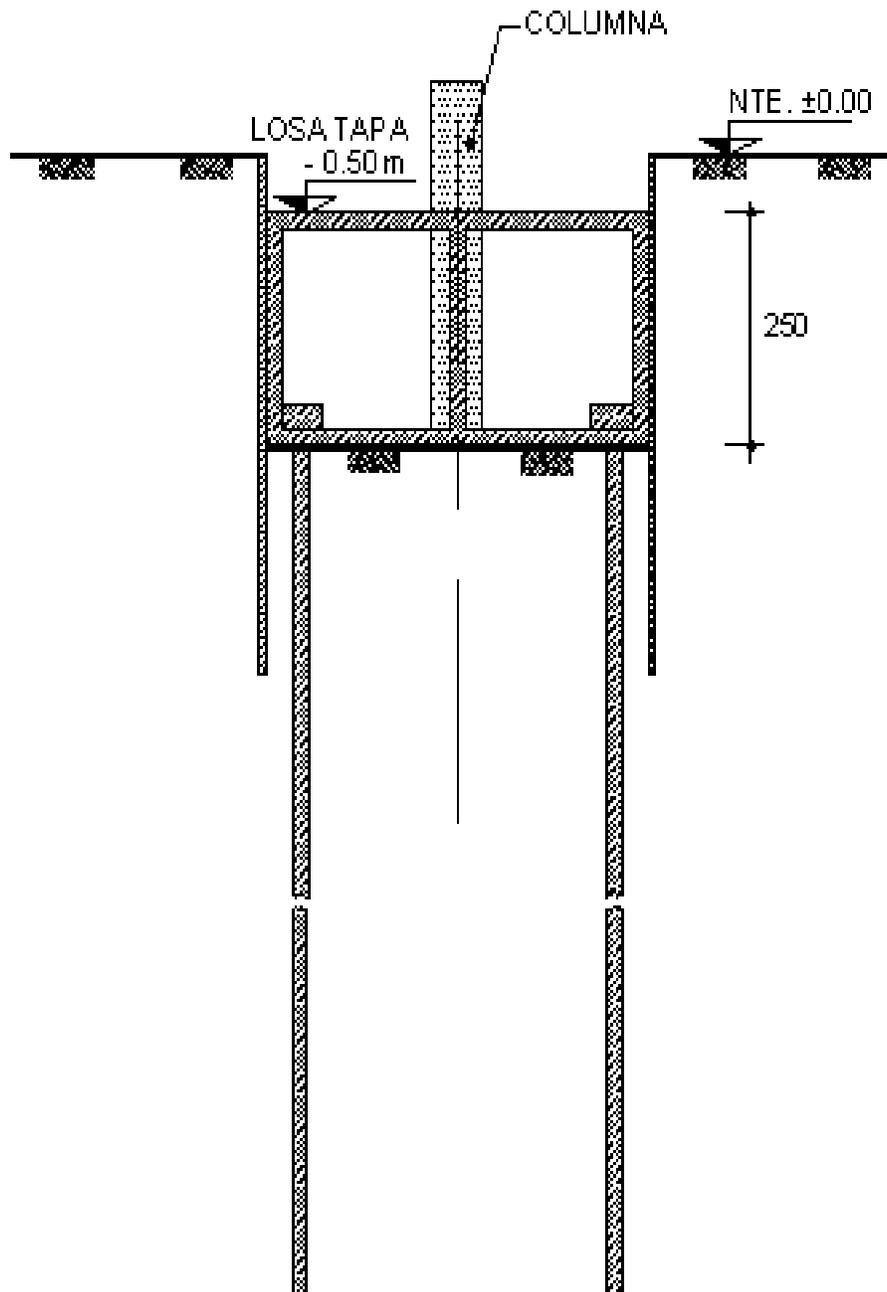
ETAPA III  
EXCAVACION HASTA EL FONDO  
NIVEL - 3.05 m



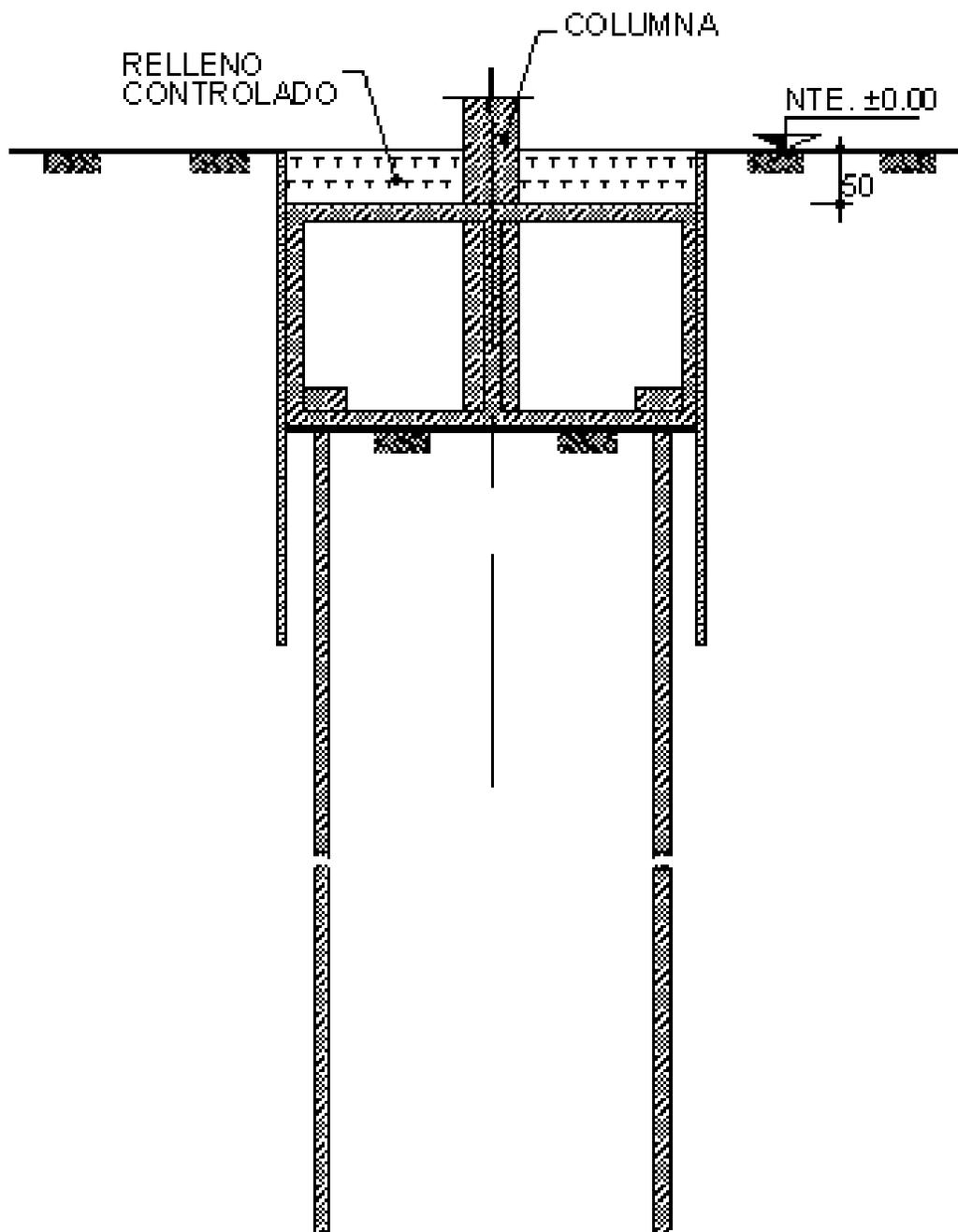
**ETAPA IV**  
**COLADO DE PLANTILLA Y**  
**DESCABECE DE PILOTES**



**ETAPA V**  
**ARMADO Y COLADO DE LOSA DE FONDO,**  
**MUROS, DADOS DE PILOTES Y TRAMO**  
**DE COLUMNA**



**ETAPA VI  
ARMADO Y COLADO DE LA LOSA TAPA  
Y COLADO COMPLEMENTARIO  
DE LA COLUMNA**



**ETAPA VII  
COLOCACION DE RELLENOS  
CONTROLADOS**

### **IV.3 Bombeo.**

Como el nivel de aguas freáticas se localiza por arriba del nivel de desplante de los cajones de cimentación, se requiere la instalación de un sistema de bombeo profundo y de achique mediante drenes y cárcamos para la construcción de la cimentación.

Por lo anterior, para realizar los trabajos de excavación en condiciones favorables se instalaran dos pozos de bombeo, con una profundidad de 9.50 m. El nivel dinámico de operación de los pozos será de 1.0 m arriba del nivel de desplante del mismo.

Antes de iniciar la excavación debe estar operando el sistema de bombeo.

#### **IV.3.1 Instalación e inicio de operación de los pozos de bombeo.**

Previo al inicio de los trabajos de instalación de los pozos de bombeo, será necesario instalar pozos de observación, piezómetros y bancos de nivel flotante.

La ubicación en planta de los pozos de los pozos será tal, que estos cubran la totalidad del área del cajón y que estén fuera de la ubicación de las trabes y dados de los pilotes; dejando una distancia mínima de 1.50 m de la ataguía al centro del pozo.

Los pozos se construirán a partir del nivel del terreno existente.

Los pozos de bombeo se construirán realizando una perforación de 30.48 cm (12") de diámetro, en cuyo interior se alojara una tubería de p.v.c. perforado de 10.16 cm (4") de diámetro, envuelta en una tela de mosquitero. En el espacio anular entre la tubería de p.v.c. y las paredes de la perforación se colocara un relleno de grava limpia y uniforme de 3/4" de diámetro.

Para la perforación de los pozos en general, deberá utilizarse broca de aletas con el fin de obtener condiciones óptimas de permeabilidad en las paredes de los pozos.

La operación de los pozos de bombeo iniciara cuando se termine de colocar la ataguía metálica, así mismo la excavación iniciara cuando se verifique mediante lecturas en los pozos de observación y en los piezómetros que el nivel de agua freática se haya abatido por debajo del nivel máximo de excavación.

Cuando se suspenda la excavación por días de descanso o cualquier otro motivo, el bombeo deberá seguir operando.

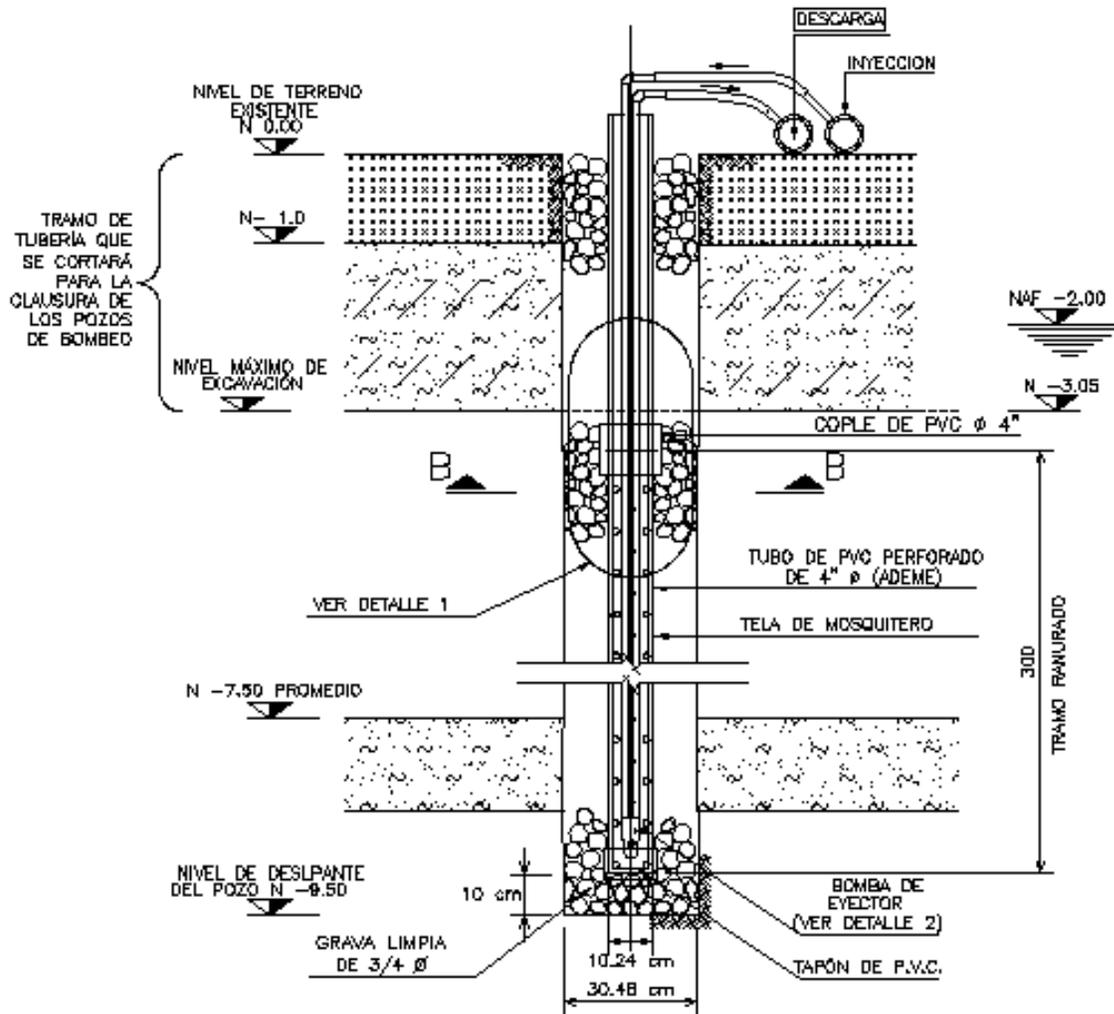
#### **IV.3.2 Clausura de los pozos de bombeo.**

El bombeo se suspenderá cuando la empresa a cargo de la supervisión de la obra lo autorice, procediéndose a la clausura de los pozos mediante tapones especiales que garanticen una adecuada impermeabilización del pozo, evitando de este modo filtraciones al interior del cajón de cimentación.

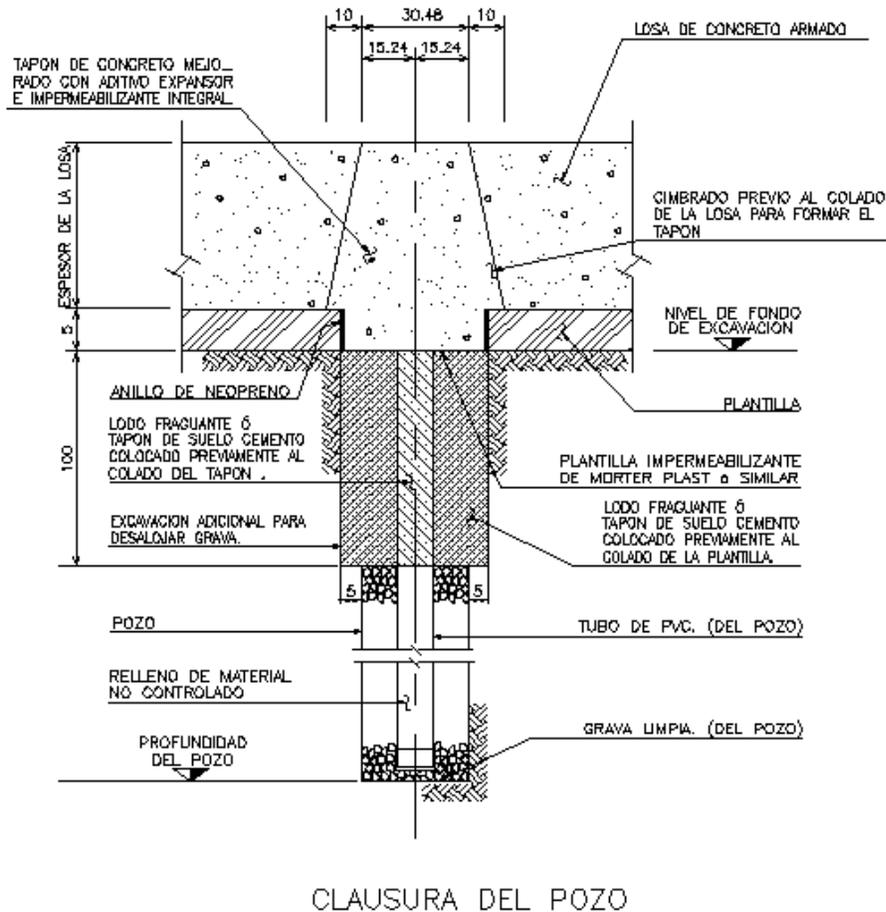
El tapón de los pozos estará formado por dos partes que garantizaran una adecuada impermeabilización del pozo, evitando de este modo filtraciones al interior del cajón. La primera parte estará formada por lodo fraguante, colocado en el interior de la tubería de p.v.c. del pozo y la otra será un tapón de concreto colado con estabilizador de volumen e impermeabilizante integral.

En caso de ser necesario y con el objeto de eliminar los escurrimientos de agua superficiales y los de lluvia en el fondo de la excavación, se deberá contar con un bombeo de achique complementario constituido por drenes y cárcamos.

Se deberán tomar lecturas de los niveles dinámicos de los pozos de bombeo una vez al día, estas lecturas se entregarán diariamente al personal encargado de la supervisión de la obra.



POZO DE BOMBEO



#### IV.3.3 Características generales que deben cumplir los sistemas para la operación del bombeo.

- Deberá contarse en obra con sistemas centrales de operación, constituidos por: bomba, tanques de regulación y accesorios.
- La presión de salida en el equipo de bombeo será de 5.5 kg/cm
- La potencia de la bomba será de 30 hp, con 3500 revoluciones por minuto.
- Las pérdidas de energía deben de ser menores al 10% en los pozos mas alejados.
- El sistema de pozos deberá contar con tuberías con un diámetro interior mínimo de 4".
- Las tuberías empleadas para el sistema de pozos deberán ser galvanizadas.
- Cada sistema deberá estar instrumentado por manómetros con un rango de medición de 0.0 a 11.0 kg/cm.

#### IV.4 Instrumentación.

Previo a los trabajos de excavación, se deberá implementar sobre la superficie y en el subsuelo, un sistema de instrumentación mediante referencias superficiales y bancos de nivel flotantes, pozos de observación y piezómetros, que permitan controlar las deformaciones que se suscitarán durante dichos trabajos.

Será necesario contar con un sistema de instrumentación con el fin de monitorear el comportamiento de la excavación y construcción de las cimentaciones y su influencia en las colindancias. Este sistema estará constituido por: referencias en estructuras colindantes, plomos, referencias en estructuras en proceso de construcción, referencias en los taludes de avance, bancos de nivel superficial, bancos de nivel flotante y piezómetros.

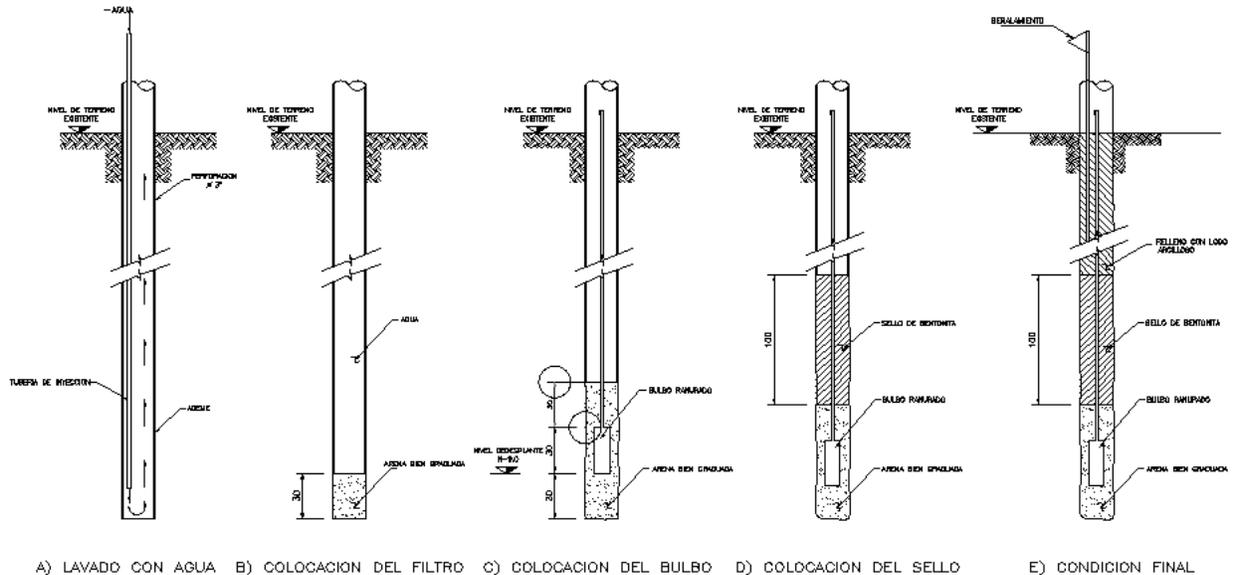
El objetivo de la instrumentación es medir los movimientos del suelo y de las estructuras colindantes y en proceso de construcción; así como las presiones de poro en las capas permeables y las elevaciones del Nivel de Aguas Freáticas (NAF), antes, durante y después de la construcción de los cajones de cimentación.

La instrumentación estará integrada por bancos de nivel flotante, bancos de nivel superficial referencias superficiales, pozos de observación y piezómetros.

Se deberá considerar la protección de todos los instrumentos, de modo que estos no sufran averías y cumplan con los objetivos propuestos durante los trabajos de excavación y construcción de la cimentación.

El banco de nivel flotante servirá para evaluar los movimientos del fondo de la excavación, la tubería estará modulada de acuerdo a los avances de excavación y se irán desacoplando conforme se avance.

Se efectuará la primera lectura del B.N.F. antes de realizar la excavación, posteriormente, se realizaran lecturas de manera periódica conforme avanza la excavación.

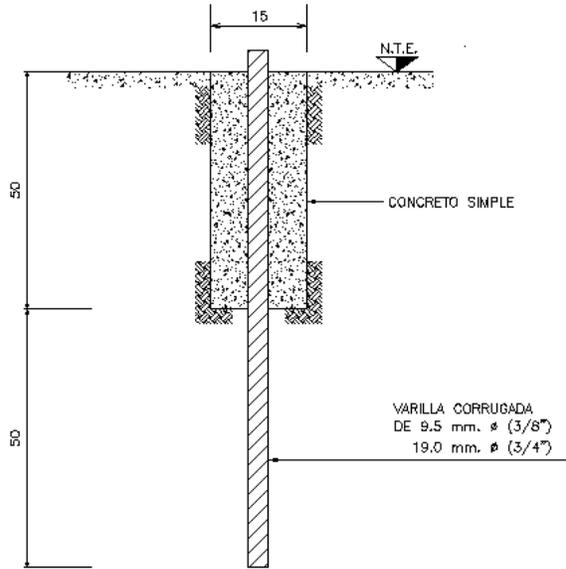


INSTALACION DEL PIEZOMETRO

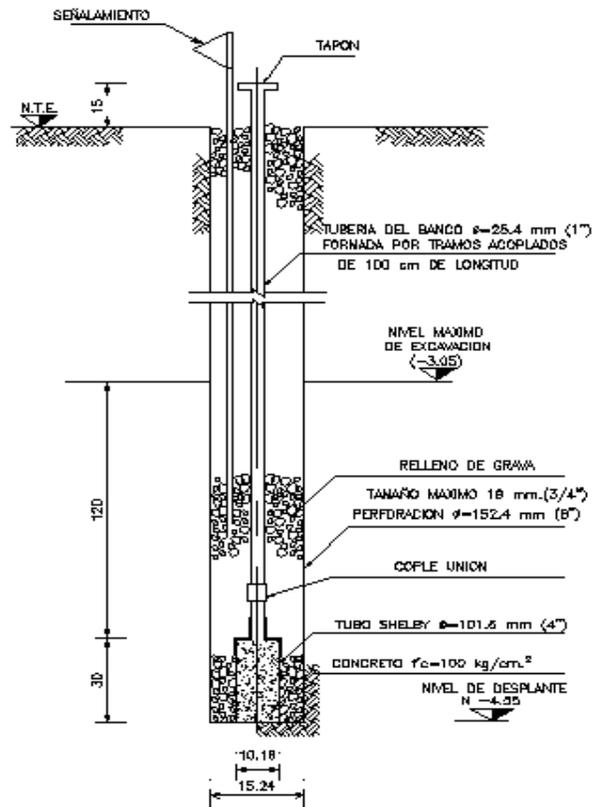
Las lecturas de los instrumentos se referirán a un banco de nivel profundo cercano.

Se nivelarán los bancos de nivel superficial respecto al banco de nivel profundo más cercano a la zona, por lo menos una vez a la semana.

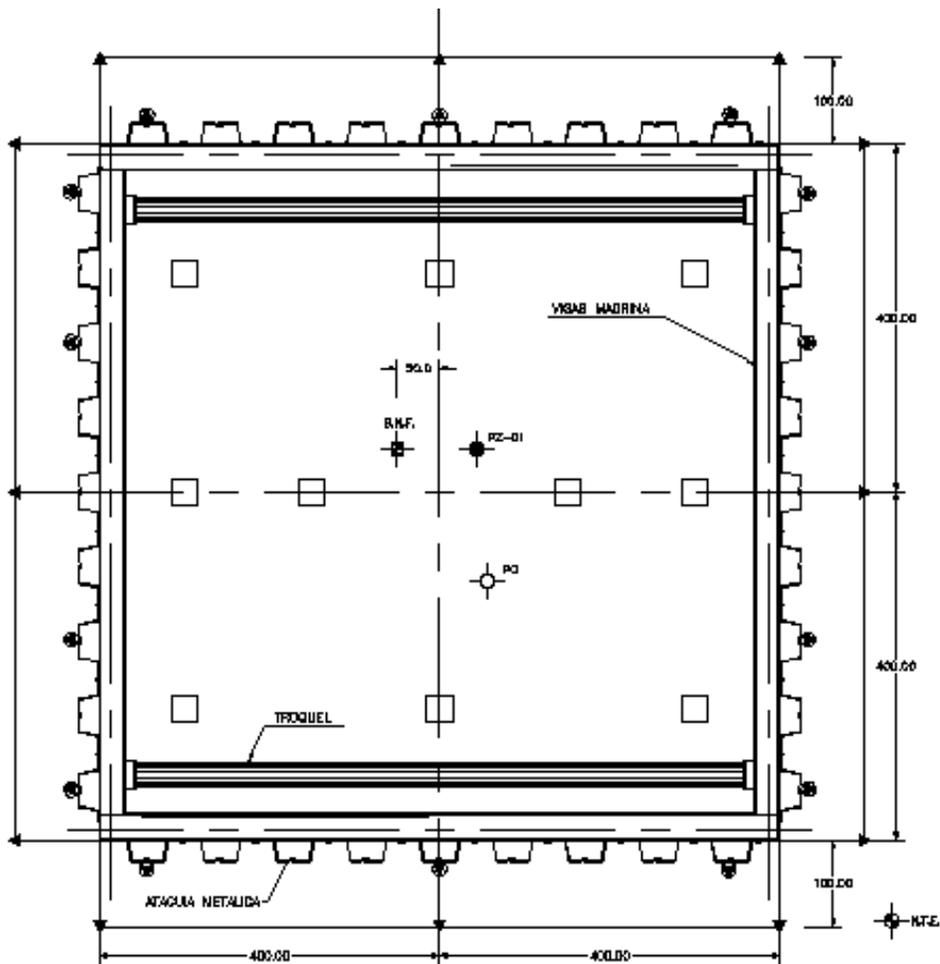
La distribución de los instrumentos que se muestra en la planta deberá ajustarse para los cajones más grandes que el apoyo tipo, tomando en cuenta las distancias indicadas y la estructuración del cajón correspondiente, evitando que los instrumentos queden ubicados sobre traves, columnas o dados de pilotes.



REFERENCIA SUPERFICIAL



BANCO DE NIVEL FLOTANTE



PLANTA DE LOCALIZACION DEL SISTEMA DE INSTRUMENTACION

	B.N.F.	—	BANCO DE NIVEL FLOTANTE
	PO	—	POZO DE OBSERVACION
		—	REFERENCIA TOPOGRAFICA EN TABLESTACA
	PZ	—	PIEZOMETRO
	N.T.E.	—	NIVEL DE TERRENO EXISTENTE

#### **IV.5 Muro Berlín**

Este método se refiere a un sistema de contención temporal para excavaciones y consiste en combinar pilotes metálicos hincados con un revestimiento horizontal de madera colocado sobre las paredes de la excavación.

Se utilizan generalmente vigas de acero de perfil "I" o "H", pero es posible utilizar perfiles combinados. El proceso constructivo de un muro Berlín, en forma general, es el siguiente:

Se hincan las vigas de acero, ya sea al nivel del suelo o hasta entre 1.2 o 1.3 veces la profundidad de la excavación, los patines de estas son colocados paralelos a los costados de la excavación. El método de la colocación depende de las condiciones del suelo, es decir, se puede hacer por medio de un martillo de caída libre o martillos diesel de acción sencilla, pero si queremos evitar vibraciones o encontramos estratos de suelo duros, lo que se recomienda hacer es instalar las vigas dentro de perforaciones previamente realizadas, colocando concreto en el fondo para lograr con esto una fijación adecuada.

Posterior al hincado de las vigas, se procede a la excavación hasta la profundidad a la que se colocará el primer nivel de puntales.

Cuando la excavación se realiza bajo el nivel freático, se recomienda dejar huecos entre las tablas de madera para crear drenaje, evitando con esto la formación de presión del agua detrás de la madera.

En el caso del muro Berlín, la totalidad del empuje del suelo es soportado por las vigas, que tienen mayor rigidez que la madera, la redistribución del empuje constituye un arqueamiento del suelo y está relacionado con el procedimiento constructivo: dado que se genera una pequeña deformación para que el suelo haga contacto con la madera, se desarrolla el arqueamiento en los extremos, donde se encuentra la viga de acero.

## CONCLUSIONES

La Ingeniería Civil es una disciplina que reviste una considerable importancia, ya que su labor desempeña un papel fundamental para el desarrollo de las sociedades, pues provee a la colectividad de las construcciones y estructuras necesarias para que sean llevadas a cabo las actividades, tanto económicas como sociales, que una sociedad demanda para su progreso. Dichas estructuras incluyen los caminos, puentes, ferrovías, terminales aéreas y marítimas, presas hidroeléctricas, edificaciones públicas y particulares para diversos usos, etc.

Esta ciencia, incluye diversas áreas de aplicación del conocimiento, pues aunque una obra puede considerarse como un todo, se compone de diversas partes que exigen un estudio particular muy minucioso para su realización.

En todas las estructuras, resulta evidente que para que ofrezcan seguridad y trabajen correctamente han de incluir una cimentación adecuada. Aunque la cimentación no es un elemento que llama la atención y pasa inadvertida para el público, la correcta ejecución de la misma suele a veces exigir del ingeniero mayor destreza y mejor criterio que el normalmente necesita para redactar el proyecto.

Es precisamente el terreno el que va a servir de soporte a las carreteras, puentes, presas, etc., por lo que la estabilidad y la resistencia de la obra construida dependen, en primer lugar, de él. Muchas fallas con graves consecuencias a la construcción (grietas, asentamientos, fisuras) e incluso catástrofes (hundimientos, roturas) con pérdida de vidas humanas en la población vecindada a ellas, sobre todo cuando se trata de grandes construcciones o edificios, se han producido en diversos tipos de construcciones y pueden atribuirse al desconocimiento de las características mecánicas y físicas del terreno de cimentación y por ende, a una mala elección o construcción del cimiento utilizado. Estas fallas pueden prevenirse si se incluye una buena evaluación y criterio adecuado de las condiciones del terreno desde las etapas iniciales, es decir en la planeación de todo proyecto.

En la Ingeniería civil se debe tomar conciencia que al construir una estructura se altera el estado de equilibrio del terreno. Según el tipo de suelo y la magnitud de la carga, el terreno se deforma en mayor o menor grado. Por lo que estudio de dichos fenómenos y sus causas, son primordiales.

Un adecuado estudio del suelo sobre el cual se pretende levantar una construcción facilita al ingeniero los datos necesarios para determinar el tipo y diseño más apropiado y económico de la cimentación, y es, además, una garantía previa a la buena edificación.

Es por esto, que la Mecánica de Suelos y, hablando en sentido aún más general, la Geotecnia, tienen un lugar fundamental dentro de la labor de la Ingeniería Civil, ya que permite llevar a cabo de manera adecuada la construcción de las obras que conciernen a esta disciplina, esto a través de la adecuada elección y proyección de la cimentación que formará parte de una determinada estructura.



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

Todo el material contenido en esta tesis 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.

El objetivo de la mecánica de suelos es determinar en forma práctica la interacción entre el terreno y la estructura, con el fin de prever y adoptar aquellas medidas conducentes a evitar movimientos perjudiciales (asentamientos) o a aumentar la estabilidad de la misma. Todo esto se realiza a través de los llamados Estudios Geotécnicos, los cuales se conforman de varias etapas, descritas en este trabajo, entre las que destacan la exploración del subsuelo y las pruebas de laboratorio sobre las muestras obtenidas, pues de estas actividades se desprenden datos que son la base para llevar a cabo actividades posteriores referentes a análisis de estabilidad de las cimentaciones. Sin embargo, todos los aspectos que componen los estudios geotécnicos deben ser llevados a cabo cuidadosamente, desde los estudios previos hasta la exploración a detalle del subsuelo, ya que siempre dependen entre sí para garantizar el éxito al momento de proyectar una cimentación.

Los estudios geotécnicos son de considerable importancia económica debido a que el suelo es el material de construcción más fácilmente disponible en cualquier lugar. Todas las estructuras localizadas por encima de la superficie están soportadas bien por suelo o por roca y muchas de las fuentes de agua pública se desplazan a través del suelo (hacia pozos) o son retenidas por él en depósitos. Comúnmente el costo de la investigación del suelo representa un porcentaje muy bajo del costo de la estructura, y el posible ahorro en tiempo y dinero equivale en casi todos los casos a varias veces el costo de los estudios hechos del suelo.

Las actividades implicadas en los estudios geotécnicos requieren muchas y diversas habilidades y especialidades. Las propias estructuras se presentan en una gran variedad de formas y tamaños, diseñadas para satisfacer muchas y diferentes necesidades, funcionales y/o estéticas. Cada una presenta problemas específicos, con la consiguiente exigencia de procedimientos particulares, y a veces complejos, para la toma de decisiones.

Para optimizar la calidad de los estudios geotécnicos, es necesario tomar en cuenta aspectos como:

- Comprender el marco geológico del sitio donde se desarrollará el proyecto.
- Aplicar las técnicas de exploración adecuadas que permiten obtener muestras inalteradas.
- Desarrollar un programa de laboratorio representativo de las condiciones en que trabajará el subsuelo.
- Modelar correctamente el problema práctico para una resolución teórica.

Todos estos aspectos conforman un estudio geotécnico completo que cumplirá su función.

La mecánica de suelos y la geotecnia han realizado progresos considerables que permiten conocer mejor los problemas y aportar respuestas más precisas a las cuestiones planteadas; por otra parte, las fallas que se han producido en la historia, producto del escaso conocimiento del suelo y sus propiedades o de fenómenos naturales como los sismos, han llamado la atención de los ingenieros y técnicos sobre la importancia de estos problemas.

Por ello, las técnicas de exploración y muestreo han mejorado de manera considerable con el transcurrir del tiempo, los métodos hoy disponibles, satisfacen necesidades específicas, pero que en complemento mutuo permiten obtener información completa y detallada de las características del suelo.

De forma particular, técnicas como el sondeo con tubo de pared delgada brinda resultados satisfactorios en los suelos blandos de la Ciudad de México, aunque por la naturaleza de los depósitos, suele ser necesario implementar otro tipo de técnicas que ayuden a un mejor resultado.

Tales técnicas incluyen el empleo del cono eléctrico, que agiliza extraordinariamente la identificación de la estratigrafía de un sitio, captando hasta sus más pequeños detalles y permitiendo evaluar indirectamente las variaciones con la profundidad de la resistencia al corte y de la compresibilidad de los suelos.

De las aplicaciones del cono eléctrico, entre otras más, resalta la identificación de lentes duros entre los estratos de arcilla, aspecto que tiene gran relevancia debido principalmente a que:

- ✓ Estos lentes duros se utilizan como marcadores de la estratigrafía, es decir, permiten separar los diferentes substratos arcillosos, lo que es útil para guiar el muestreo selectivo, y para correlacionar los resultados de laboratorio de parámetros de resistencia y deformabilidad.
- ✓ En cimentaciones por medio de pilotes, la presencia y medición de resistencia de estos lentes duros es de interés en la determinación de hincabilidad de pilotes y definición de la perforación previa necesaria.

Las anteriores consideraciones tuvieron gran aplicación en el estudio geotécnico de este proyecto.

La prueba de penetración de cono es la técnica de exploración de suelos más eficiente y económica de que se dispone actualmente.

Otros procedimientos como la prueba de penetración estándar, SPT, es aplicable solo en la etapa de exploración del subsuelo; la información que proporciona carece de la confiabilidad necesaria para definir con precisión los parámetros de resistencia de los suelos; por lo tanto no debe aplicarse para el diseño geotécnico definitivo; sin embargo, tiene su aplicación e importancia como técnica de recuperación de muestras alteradas para pruebas índice.

La toma de muestras dentro del programa de exploración del subsuelo es una operación delicada e importante; delicada por que no es fácil cortar y subir una porción de terreno situado a una gran profundidad en las mejores condiciones posibles; importante por que son las muestras las que van a permitir estudiar en el laboratorio el terreno y determinar la carga resistente. Para esto sería necesario que la muestra represente al suelo tal y cómo este se encuentra en su estado natural, inmerso en el terreno; pero esto es casi imposible, ya que la misma extracción altera, a menudo de una forma importante, las características de la muestra, en particular su compacidad. Por lo anterior, cuando en Mecánica de Suelos se habla se habla de muestras "inalteradas" se debe entender en realidad un tipo de muestra obtenida por cierto procedimiento que trata de hacer los mínimos cambios en las condiciones de la muestra "in situ", sin interpretar la palabra en su sentido literal.

Así mismo, las pruebas de laboratorio para determinar las propiedades físicas y mecánicas, son otra fase del estudio geotécnico que requiere de una adecuada realización.

Desde las pruebas para determinar propiedades índice como granulometría o límites de consistencia, hasta las que determinan las propiedades mecánicas del suelo como los ensayos de resistencia al corte y compresibilidad, todas y cada una de dichas pruebas requieren ser llevadas a

cabo con conciencia de que, en mayor o menor medida, contribuyen al diseño final de la cimentación, y por consiguiente, a la seguridad y funcionalidad de toda la estructura.

Debe recalcar que cuando los resultados de ensayos de laboratorio sobre muestras de suelo se utilizan en el diseño de trabajos de ingeniería, las muestras deberán ser representativas e inalteradas de tal manera que los parámetros de diseño medidos reflejen el comportamiento ingenieril del depósito en el terreno. Las pruebas de límite líquido y plástico, sin embargo, se realizan sobre muestras alteradas de suelo y por tanto no puede esperarse que reflejen las características del comportamiento ingenieril. La función principal de estas pruebas es proporcionar unas bases para clasificación de los suelos arcillosos y no es la de proporcionar criterios para hacer predicciones acerca de su comportamiento ingenieril.

A pesar de todo lo anterior, a veces es preciso no dejarse engañar por el valor de los estudios del suelo. Las ciencias que tratan de ello son más cualitativas que cuantitativas y, como es posible observar, no es posible estudiar un suelo en su conjunto. Solo se puede estudiar unas zonas extremadamente limitadas, y hay que admitir que estas son solo representativas del conjunto del terreno.

Así pues, sin importar lo completo que el programa de exploración y pruebas de laboratorio puedan ser, siempre existirá un margen de incertidumbre con respecto a la naturaleza exacta de las condiciones del subsuelo de un lugar dado. Este hecho es de gran importancia práctica, pues hace que el proyecto de la cimentación sea fundamentalmente diferente de otras ramas del proyecto estructural. El ingeniero no puede proceder como lo hará con materiales que tienen propiedades bien definidas, como el acero, el concreto o la madera. Aunque estos últimos materiales no son perfectamente uniformes, pueden considerarse así en el proyecto.

Parte importante de dicha incertidumbre se deberá, entre otros factores más, a que no es posible la obtención de una muestra de suelo que pueda ser rigurosamente considerada como inalterada. Por lo que la información resultante puede ser aceptada con ciertas restricciones.

Sin embargo, aunque es prácticamente imposible establecer, reglas normas y especificaciones detalladas para resolver todos los problemas que se presentan en el proyecto de las cimentaciones, hay muchos principios básicos que pueden ser útiles para alcanzar la solución.

Lo que hay que entender bien es que no en todos los casos se requieren los mismos estudios, y así, si en caso de construcciones importantes y de gran tamaño se justifican métodos de muestreo y de ensayos altamente especializados, en algunos otros de menor magnitud no se necesita más que una previsión aproximada de los fenómenos que se producirán, previsión que puede efectuarse por medio de ensayos simples con los cuales se pueden obtener resultados satisfactorios en la ingeniería de suelos. Sin embargo, es necesario hacer notar que la naturaleza compleja de los suelos provoca ciertas diferencias en su comportamiento real en el terreno con relación al comportamiento cuando son ensayados en laboratorio bajo condiciones bien definidas, y por lo tanto es necesario balancear con buen criterio los resultados que da la teoría, en función de los datos de laboratorio, y el conocimiento empírico sobre la validez que en cada caso debe darse a los resultados.

Por todo lo anterior, la ingeniería de suelos es una ciencia donde la experiencia es un factor muy importante, podría decirse que más que en muchas de las disciplinas orientadas científicamente debido a la heterogeneidad de los depósitos naturales de suelos. Sin embargo, un estudio cuidadoso de la literatura de la geotecnia junto con la ejecución de ensayos apropiados sobre suelos, permiten al ingeniero de menor experiencia competir con uno de mayor experiencia.

Las teorías para la evaluación de los parámetros de resistencia y deformación desarrolladas a partir de 1920, como se menciona en la introducción del presente trabajo, proporcionaron una base más o menos científica al estudio de las cimentaciones. Combinadas con el creciente conocimiento de los suelos y sus propiedades mecánicas y con el mejoramiento de la técnicas de medición de campo, han permitido en la actualidad el desarrollo de una metodología de proyecto y construcción de cimentaciones mucho más racional y avanzada que la que nunca antes poseyó el ingeniero. De lo anterior no debe seguirse que las teorías recientemente desarrolladas resuelven los problemas por completo; ya que se ha insistido sobre sus limitaciones aún considerables. Pero tales teorías, auxiliadas por la clasificación y el estudio de los suelos y por mediciones del comportamiento de cimentaciones construidas, que permiten encasillarlas y asimilar correctamente las experiencias adquiridas, proporcionan una base común, que hace posible el intento de generalizar el conocimiento sobre cimentaciones, convirtiendo el arte de cimentar en una disciplina que tiende a lo científico cada vez más.

Debe recordarse que cada proyecto de construcción es único y que las estructuras (con la posible excepción de las construcciones domésticas de bajo costo) también tienen sus características propias, su tamaño, complejidad y costo, por mencionar algunas. Por tanto cada nuevo proyecto impone su propio conjunto de problemas que casi siempre requieren soluciones innovadoras, que a su vez exigen de cada miembro del grupo de trabajo una combinación de habilidad y conocimientos, aunados a experiencia, aptitudes e imaginación.

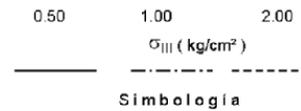
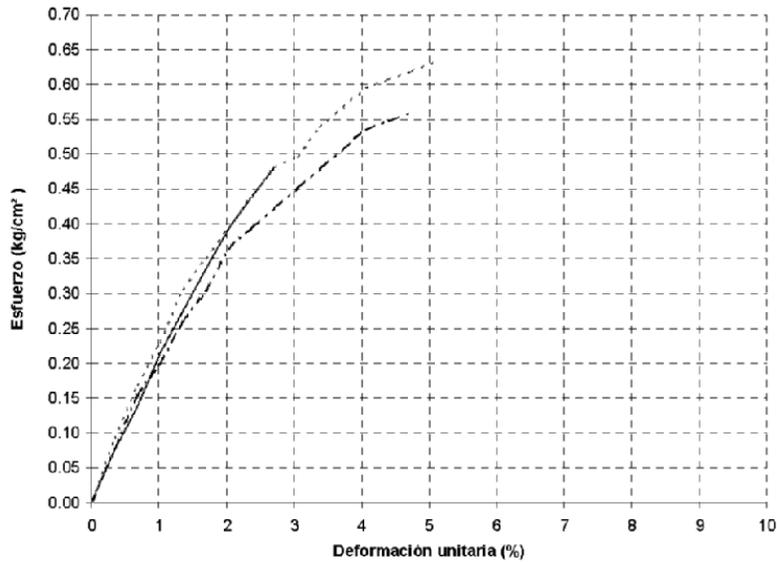
En las obras realizadas en y alrededor de la ciudad de México, como en el caso del Puente vehicular Chimalhuacán, todo lo expuesto en este trabajo, referente a los estudios geotécnicos, resulta, indiscutiblemente, de fundamental importancia y aplicación; pues la naturaleza de los depósitos de suelo de la Cuenca lacustre del Valle de México, exigen una evaluación detallada y completa para cada caso particular, más que en algunas otras regiones, incluso de nuestro país.

El realizar un trabajo como el presente, dentro de un punto de vista personal, es significativo y trascendental pues permite conjugar aspectos diversos de nuestra formación académica como ingenieros civiles; tales como la aplicación de los conocimientos adquiridos en las asignaturas de las diversas áreas de acción de esta profesión, así como la tarea de la investigación, labor no ajena a la ingeniería civil aunque a veces descuidada.

PRUEBAS TRIAXIALES UU.

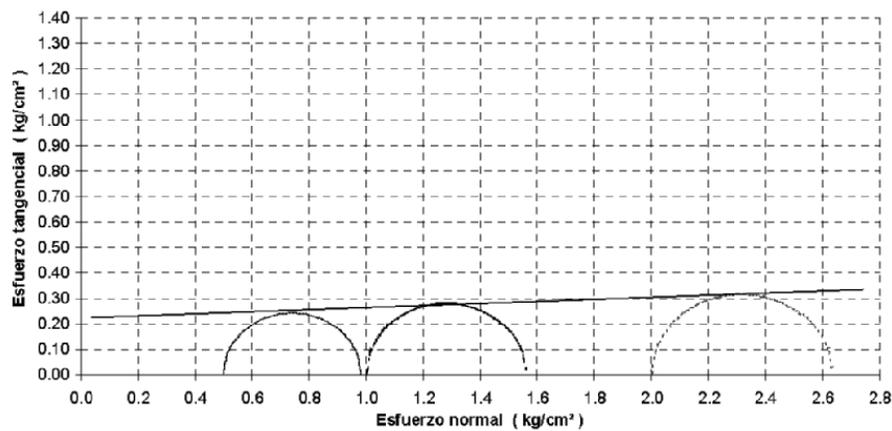
**ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL UU**

OBRA: PUENTE CHIMALHUACAN  
 LOCALIZACION: CALLE 7 Y AV. CHIMALHUACAN  
 SONDEO: SM-01  
 PROFUNDIDAD: 5.40 m



$\sigma_I$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{III}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_h$ kg/m <sup>3</sup>
0.98	0.50	1161
1.56	1.00	1149
2.63	2.00	1149

c kg/cm <sup>2</sup>	$\phi$ (°)
0.22	2





Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

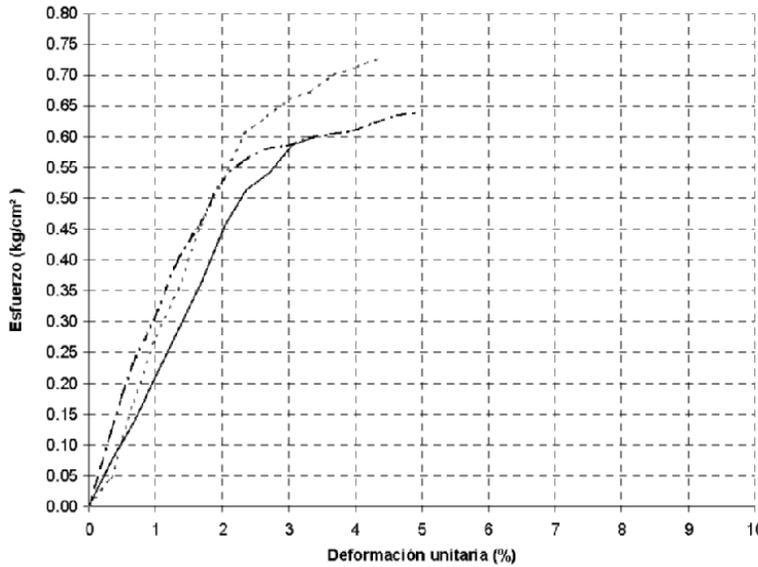
**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis 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.

### ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL UU

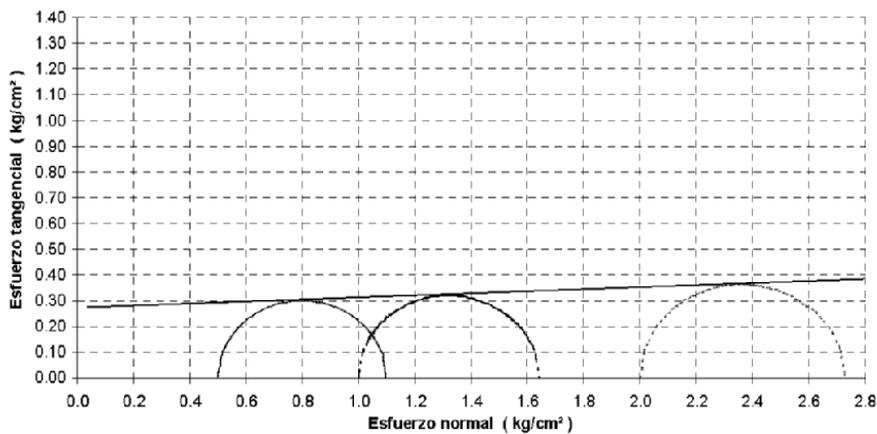
OBRA: PUENTE CHIMALHUACAN  
 LOCALIZACION : CALLE 7 Y AV. CHIMALHUACAN  
 SONDEO: SM-01  
 PROFUNDIDAD: 27.00 m



0.50      1.00      2.00  
 $\sigma_{III}$  (kg/cm<sup>2</sup>)  
 ————  
 Simbología

$\sigma_I$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{III}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_h$ kg/m <sup>3</sup>
1.10	0.50	1174
1.64	1.00	1177
2.73	2.00	1180

C kg/cm <sup>2</sup>	$\phi$ (°)
<b>0.28</b>	<b>2</b>



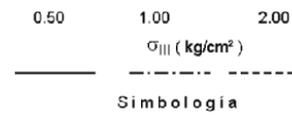
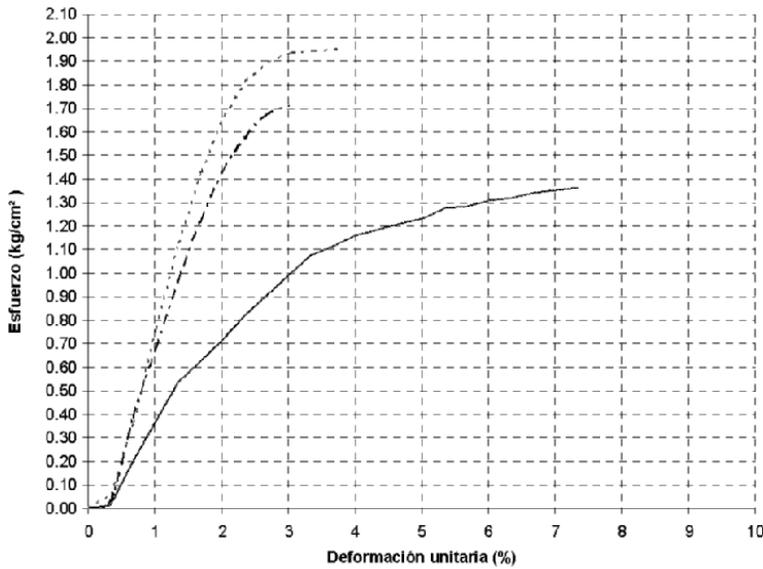
### ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL UU

OBRA: PUENTE CHIMALHUACAN

LOCALIZACION : CALLE 7 Y AV. CHIMALHUACAN

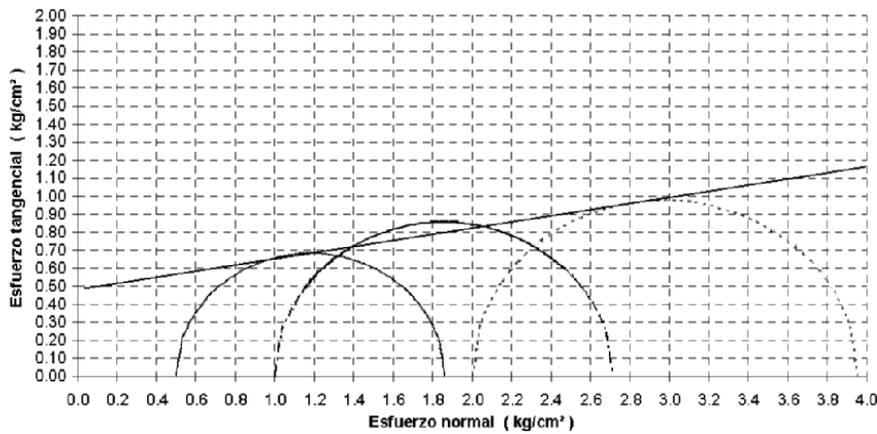
SONDEO: SM-01

PROFUNDIDAD: 57.00 m



$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{III}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_h$ kg/m <sup>3</sup>
1.86	0.50	1508
2.71	1.00	1439
3.95	2.00	1468

C kg/cm <sup>2</sup>	$\phi$ (°)
0.49	10



## ANEXO FOTOGRÁFICO



Realización de los sondeos



**Hincado de los pilotes de fricción.**



**Excavación, colado de plantilla y descabece de pilotes.**



**Armado y colado de muros perimetrales y contratraves.**



**Armado y colado de losa tapa y bases para columnas.**



**Colocación de rellenos controlados.**

---

**BIBLIOGRAFÍA**

1. BERRY, Peter L. y REID, David, "Mecánica de Suelos", Editorial Mc Graw Hill, 1993.
2. BOWLES, Joseph E., "Propiedades Geofísicas de los suelos", Editorial Mc Graw Hill, 1982.
3. CRESPO Villalaz, Carlos, "Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Editorial Limusa, 1993.
4. DAS, Braja M., "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica", Thompson Learnig.
5. DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL, "Normas Técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones".
6. DUNHAM, Clarence W., "Cimentaciones Estructuradas", Editorial Mc Graw Hill.
7. IZQUIERDO Meza, Gumersindo, "Cimentación de un edificio de 6 niveles con semisótano sobre un suelo lacustre", (TESIS) F.E.S. Aragón, U.N.A.M., 2006.
8. JUÁREZ Badillo, Eulalio y RICO Rodríguez, Alfonso, "Mecánica de Suelos", Tomo I, Editorial Limusa.
9. MARZAL, Raúl y MAZARI, Marcos, "El Subsuelo de la Ciudad de México", Facultad de Ingeniería U.N.A.M.
10. REUNIÓN DE INGENIEROS, "Mecánica de Suelos", Editores Técnicos Asociados, S.A., 1975.
11. SCHULZE y SIMMER, "Cimentaciones", H. Blume Ediciones.
12. SECRETARIA GENERAL DE OBRAS, "Manual de Exploración Geotécnica", México, 1988.
13. SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, "El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su relación con la Ingeniería de Cimentaciones a 5 años del sismo", 1990.
14. SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, "El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área urbana del Valle de México", Simposio 10 de marzo de 1978.
15. SOWERS, George B., "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Editorial Limusa, 1980.
16. TOMLINSON, M.J., "Diseño y construcción de cimientos", URMO S.A. Ediciones.
17. WHITLOW, Roy, "Fundamentos de Mecánica de Suelos", Compañía Editorial continental, S.A. de C.V., 1994.



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

Todo el material contenido en esta tesis 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.