INGENIERÍA
CIVIL Y CONSTRUCCIÓN

Recursos en Ingeniería, Arquitectura, Construcción y Afines

Libros, Plantillas en Excel, Revit, Civil 3D, Autocad y más

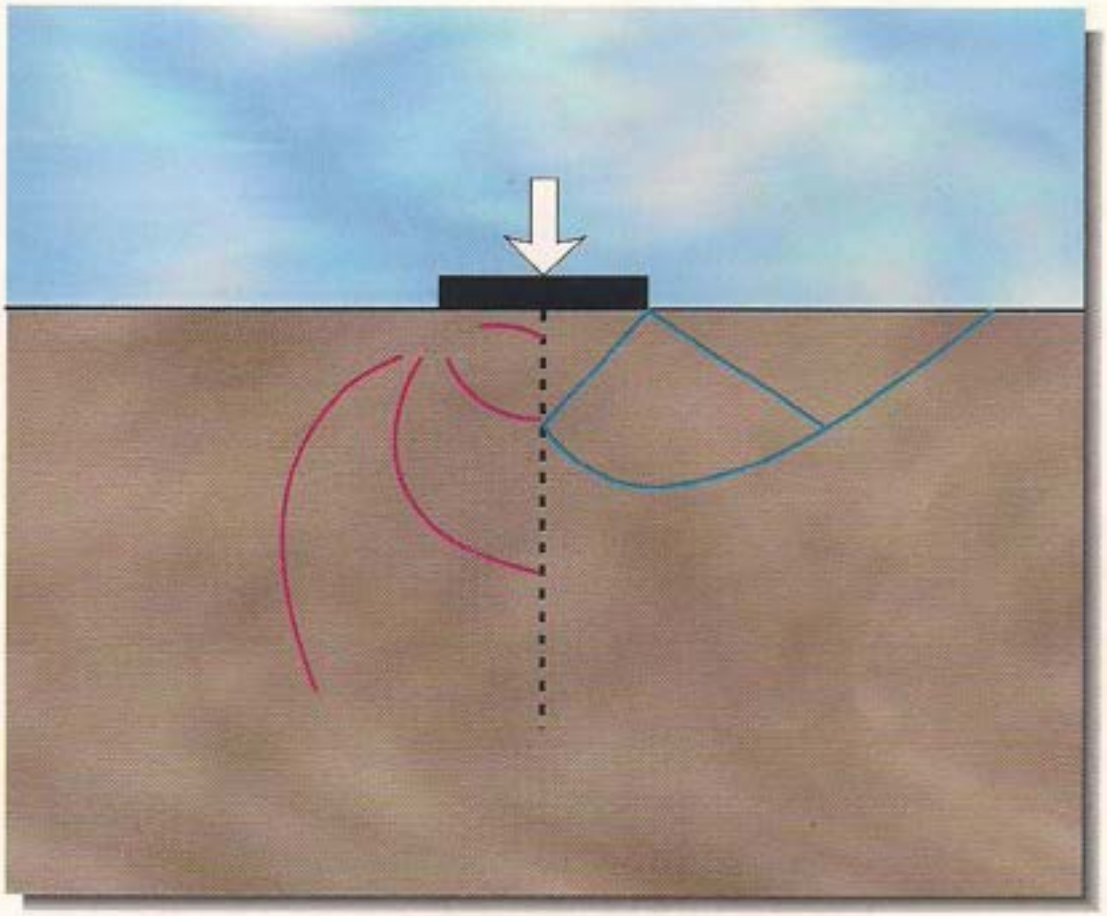
Clic aqui para ir al sitio web

Explore nuestra Tienda

Canal de WhatsApp (Convenio Institucional)

Ingeniería de Cimentaciones

Conceptos Básicos de la Práctica



Enrique Tamez González

tgc geotecnia

Ingeniería de Cimentaciones

Conceptos Básicos de la Práctica

Enrique Tamez González

COPYRIGHT © 2001

TGC Geotecnia S.A. de C.V.
Adolfo Prieto No. 1238
Col. del Valle
03100 México DF
Tel. (01) 5-575-31-50
Tgc2000@infosel.net.mx

INGENIERIA DE CIMENTACIONES

CONCEPTOS BASICOS DE LA PRACTICA

CONTENIDO

Presentación
Reconocimientos

SECCION 1
BASES DE GEOTECNIA

SECCION 2
DISEÑO GEOTECNICO DE CIMENTACIONES

SECCION 3
DISEÑO GEOTECNICO DE PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

SECCION 1

BASES DE GEOTECNIA

CAPITULO 1-1

Relación entre Ingeniería de cimentaciones, Geotecnia y Geología

CAPITULO 1-2

Clasificación geotécnica de las rocas y los suelos

CAPITULO 1-3

Sistema unificado de clasificación de suelos

CAPITULO 1-4

Exploración y muestreo de rocas y suelos

CAPITULO 1-5

Relaciones volumétricas y gravimétricas en suelos

CAPITULO 1-6

Flujo del agua a través del suelo

CAPITULO 1-7

Compresibilidad y consolidación de suelos

CAPITULO 1-8

Resistencia de las rocas y los suelos

CAPITULO 1-9

Compactación de los suelos

SECCION 2
DISEÑO GEOTECNICO DE CIMENTACIONES

CAPITULO 2-1
Tipos de cimentaciones y su elección
CAPITULO 2-2
Capacidad de carga de cimentaciones someras
CAPITULO 2-3
Asentamiento de cimentaciones someras en suelos granulares
CAPITULO 2-4
Asentamiento de cimentaciones someras en depósitos de arcilla saturada
CAPITULO 2-5
Cimentaciones profundas
CAPITULO 2-6
Cimentaciones profundas en depósitos de arenas y suelos estratificados
CAPITULO 2-7
Comportamiento de grupos de pilotes y pilas

SECCION 3

DISEÑO GEOTECNICO DE PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

CAPITULO 3-1

Control de filtraciones en excavaciones bajo el nivel freático

CAPITULO 3-2

Construcción de muros colados en zanja

CAPITULO 3-3

Estabilidad de excavaciones en talud

CAPITULO 3-4

Estructuras de contención en excavaciones

CAPITULO 3-5

Falla del fondo por esfuerzos cortantes

CAPITULO 3-6

Control de expansiones del fondo de excavaciones en arcilla saturada

CAPITULO 3-7

Un caso práctico

Diseño de una excavación profunda

Presentación

En la Mecánica de los Suelos,
la teoría no es sino la práctica escrita...
K. Terzaghi.

Durante los últimos 47 años, el autor de este libro ha tenido el privilegio de estar en continuo contacto con aplicaciones prácticas de la Geotecnia, en diversas obras de Ingeniería, que incluyen: cimentaciones de edificios y puentes, centrales termo e hidroeléctricas, presas y obras portuarias; así como obras urbanas, entre las cuales están el Sistema de Transporte Colectivo (METRO) de la Ciudad de México[1] y los túneles del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal[2]. Al mismo tiempo, ha participado en la enseñanza de la Geotecnia en ambos niveles universitarios: la licenciatura y el posgrado. Es a través de estas vivencias en el aula y en la práctica profesional como ha llegado a la plena convicción de que es necesario disponer de libros, de texto o de consulta, *de nivel básico y con enfoque práctico*, para servir tanto a la preparación del Estudiante de Ingeniería como de consulta para el Ingeniero que desempeña su labor en áreas de la actividad profesional distintas de la Geotecnia, ya sea ésta el diseño, la construcción o la supervisión de la construcción de las obras de Ingeniería Civil.

El tema de la Ingeniería de Cimentaciones ha sido elegido para este libro por dos razones: por ser de interés general a todos los Ingenieros Civiles, cualquiera que sea su especialidad, y porque el diseño y la construcción de cualquier tipo de cimentación requiere de un conocimiento básico general, a nivel operativo, de todos los conceptos en que se apoya la Geotecnia aplicada a la solución práctica de los problemas que plantean los suelos y las rocas como materiales de construcción. De esta manera, el autor espera contribuir, aunque modestamente, a ampliar el conocimiento práctico de esta técnica entre los Ingenieros no especializados en ella. Algunas veces, no sin razón, la geotecnia es considerada como *una cuestión un tanto esotérica*. Esta impresión es justificable si se considera la poca disponibilidad de libros en los que *el temario, el nivel, la profundidad y el enfoque práctico* en el tratamiento de los temas correspondan a las necesidades del ejercicio

profesional o a los objetivos de un *aprendizaje básico, a la vez que práctico, de la Geotecnia*, de manera que el temario pueda ser cubierto dentro del corto tiempo disponible en el aula.

Contenido del libro

El libro está organizado en tres secciones, que pueden consultarse independiente, según sea el interés particular del lector.

Sección 1

Conceptos Básicos.

Esta sección presenta, en forma condensada, los conocimientos fundamentales de la Geotecnia que son necesarios para comprender los factores que influyen en las propiedades mecánicas de los suelos y las rocas, como materiales naturales cuyo origen está relacionado con los fenómenos geológicos que formaron a la corteza terrestre. Se describen, brevemente, los criterios y procedimientos para el *estudio y clasificación geológica y geotécnica de rocas y suelos*, relacionando las diferentes clases de estos materiales con su aplicabilidad como materiales de una cimentación. Se explican, de manera simple y concisa, los *ensayes de laboratorio y de campo* empleados en la práctica para la determinación cuantitativa de las propiedades mecánicas, cuyos valores sirven de base al análisis del equilibrio y de las deformaciones de cualquier tipo de cimentación. Se incluye un análisis sencillo de los efectos del flujo del agua en los suelos, así como de la naturaleza de la relación que existe entre los esfuerzos aplicados y la deformación volumétrica de los suelos y sus implicaciones en la resistencia de éstos al esfuerzo cortante El objetivo de esta sección es que sirva como *repaso o referencia de los temas básicos*, cuyas aplicaciones prácticas a la Ingeniería de Cimentaciones se discuten en las otras dos secciones del libro, las cuales constituyen la parte medular. El lector que conozca estos conceptos básicos podrá ir directamente a las *Secciones 2 y 3*, según su interés, y referirse a la primera sección para aclarar cualquier concepto que requiera.

Sección 2

Elección y Diseño de Cimentaciones.

Apoyándose en *ejemplos de casos reales*, se presentan los modelos

mecánicos comúnmente empleados en el análisis y diseño de cimentaciones someras y profundas en diferentes condiciones de suelos. En los casos en que es posible, se utilizan *modelos simplificados* que facilitan la comprensión y el manejo de los conceptos básicos involucrados en la determinación de *la capacidad de carga y del asentamiento de las cimentaciones*, en función de sus dimensiones, las cargas que soportan y la estratigrafía y propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos o rocas en que se apoyan. Con base en los casos reales presentados, se resalta la importancia que tiene *la determinación confiable de los parámetros representativos de las propiedades mecánicas y de la estratigrafía en los resultados del diseño, lo cual pone de manifiesto la importancia de la calidad de los trabajos de exploración y muestreo en el campo y de los ensayes de laboratorio o de campo.*

Sección 3

Diseño y Control de Procedimientos de Construcción

La construcción de la cimentación materializa los conceptos que sirvieron de base a su diseño. Con frecuencia, implica procedimientos laboriosos que modifican, temporal o permanentemente, las condiciones de equilibrio naturales del suelo o roca del sitio de la obra. La instalación de cimientos profundos, de tablaestacas o de muros colados insitu, la ejecución de excavaciones profundas o el abatimiento del nivel freático, son actividades que requieren de *un diseño, una planeación y una construcción cuidadosamente realizados;* procesos en los que las propiedades mecánicas de los materiales geotécnicos deben tomarse en cuenta para alcanzar una terminación exitosa de los trabajos, de manera que las condiciones de estabilidad y las deformaciones inducidas durante la construcción no dañen a las estructuras o instalaciones colindantes ni a la propia estructura. La supervisión continua de los procesos de construcción en el campo es de gran importancia práctica, ya que permite detectar cualquier heterogeneidad de la estratigrafía o de las propiedades mecánicas de los suelos que no hubieran sido detectadas por los sondeos realizados, y tomar oportunamente las medidas complementarias necesarias para la seguridad de la obra. En esta sección se incluye también la presentación detallada de casos reales.

México, D. F. Año 2001

Reconocimientos:

Este libro es el resultado de la influencia de muchos ilustres Profesores que contribuyeron a la formación académica del autor y de distinguidos Profesionales de la Ingeniería que guiaron y apoyaron, con sus conocimientos y experiencia práctica, el desarrollo profesional. El proceso es una larga historia que se inicia en 1948, en el curso de Diseño de Obras Hidráulicas impartido por el Maestro Alberto Barrios Alvarez, en la Especialidad de Irrigación de la, hoy, Universidad Autónoma de Chapingo. El Maestro Barrios había hecho los estudios de las Maestrías en Estructuras, Mecánica de Fluidos y Mecánica de Suelos, en la Escuela de Graduados de la Facultad de Ingeniería de la UNAM; esta última especialidad bajo la dirección de los Profesores: Drs. Raúl J. Marsal y Nabor Carrillo. El Profesor Barrios desarrolló el tema del Diseño de Presas de Tierra y Enrocamiento, describiendo y analizando *las causas de falla* de este tipo de obra, con especial énfasis en *los problemas de la tubificación, la inestabilidad de los taludes y las fallas por agrietamiento transversal causado por asentamientos diferenciales a lo largo de la cortina.* En cada uno de estos tres temas, presentó, discutió y ejemplificó, con magistral claridad y sencillez, los conceptos fundamentales relacionados con:

- La permeabilidad y el flujo del agua a través de las presas.
- La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos compactados y su relación con el análisis de la estabilidad de los taludes de las presas, bajo la influencia de las fuerzas de filtración.
- La compresibilidad de los suelos compactados, saturados y no saturados, y el desarrollo de los asentamientos diferenciales a lo largo de las presas, a través del tiempo, tanto durante la construcción como después de ella.
- La compactación de los suelos empleados en la construcción de presas y su influencia en las propiedades mecánicas e hidráulicas.

Sin duda alguna, estos cuatro conceptos constituyen la médula de la

Mecánica de Suelos. Sin embargo, en el curso del Profesor Barrios no fueron expuestos de la manera clásica como suele hacerse en la enseñanza de esta ciencia, sino *como las herramientas necesarias* para explicar cada una de las causas de falla de las presas de tierra y las soluciones prácticas aplicables al diseño y la construcción, con el fin de prevenir cada una de estas fallas. Es decir, *con un objetivo eminentemente práctico: la Ingeniería de las Presas de Tierra.* Esta afortunada experiencia académica fue el primer contacto del autor con la Mecánica de Suelos Aplicada, disfrazada bajo el título de Diseño y Construcción de Presas de Tierra y enseñada con gran sencillez práctica, pero sin faltar al rigor científico, como solo podía hacerlo un excelente Maestro.

Posteriormente, los estudios de Posgrado en las Universidades de Michigan y Harvard, entre 1951 y 1953, constituirían una pieza clave en la formación académica del autor. Algunos años más tarde, en 1962, estas experiencias se verían reflejadas en un pequeño manual titulado *"Principios del Diseño y Construcción de Presas de Tierra"*[3], escrito bajo la dirección del Ing. Aurelio Benassini, entonces Director de Grande Irrigación de la Secretaría de Recursos Hidráulicos; contando también con el apoyo y guía del Profesor R.J. Marsal. Este pequeño libro práctico estaba dirigido a los Ingenieros de Campo y Residentes de las obras de la Secretaría, quienes, en algunos casos, no habían tenido la oportunidad de tomar cursos sobre Mecánica de Suelos durante sus años formales de estudio.

Podría decirse que el presente libro de *Ingeniería de Cimentaciones* sigue un estilo semejante al del manual de Presas de Tierra. O sea que, su objetivo es *la Práctica de la Ingeniería de Cimentaciones, con base en los principios fundamentales de la Geotecnia.* En este objetivo es también clara la influencia de dos de los grandes Maestros de la Mecánica de Suelos: Los Drs. Arthur Casagrande y Karl Terzaghi, en la Universidad de Harvard. También en esta Institución, el Dr. Leo Casagrande inició al autor en el campo de las aplicaciones de *la electrósmosis para el drenaje y estabilización de las arcillas saturadas;* sus conceptos científicos y experiencias prácticas fueron básicos en el desarrollo de técnicas específicas para aplicar este fenómeno a la estabilización y al control de las expansiones en las excavaciones profundas en las arcillas de la Ciudad de México, Los resultados de estas experiencias prácticas se describen en la *Sección-3* del libro.

En 1953, el autor inicia un período, que aún no termina, de aprendizaje práctico en la Ingeniería de Cimentaciones, en esta extraordinaria Escuela que han sido, para muchos Ingenieros Mexicanos, *los suelos lacustres, blandos, compresibles e inquietos* de la Ciudad de México. En el inicio de este fascinante viaje, la sabia guía del Profesor Marsal, unida a su conocimiento y experiencia acerca de las propiedades de estos suelos y de los problemas prácticos, tan peculiares, que presentan al diseño y la construcción de cimentaciones, fueron y siguen siendo de gran valor.

Para el autor resulta imposible separar la motivante relación con el Profesor Marsal de otra, igualmente motivante, auspiciada por él mismo, con los constructores de Ingenieros Civiles Asociados (ICA). Esta relación se inicia en 1956, con la fundación de la empresa Solum, S.A, y culmina, después de 20 años, con la participación en el diseño y la construcción de *El Sistema de Transporte Colectivo (METRO) de la Ciudad de México*, cuya primera etapa, con *38 Km de longitud*, se puso en marcha en 1970, y a la fecha ha crecido en más de 100 Km adicionales. El METRO fue seguido por otra magna obra de gran complejidad geotécnica: *La primera etapa del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal, con 68 Km de túneles, a través de una amplia gama de suelos y rocas que se extendió desde las arcillas lacustres más blandas hasta las rocas ígneas de mayor dureza*[4]. Este tramo del gran proyecto concluyó en 1974, y su creciente longitud actual es mayor de 140 Km. La relación del autor con este grupo de Ingenieros Constructores, capaces de asumir grandes retos y llevarlos a feliz término, dejó una valiosa experiencia técnica a todos los que tuvimos la oportunidad de participar en ellos; pero sobre todo, para el autor, formó una entrañable relación de amistad con hombres de la talla de Bernardo Quintana, Javier Barros Sierra, Saturnino Suárez, Angel y Gilberto Borja, Fernando Favela, Felipe Pescador, Daniel Ruiz, Francisco Noreña, Juan Manuel Zurita y tantos otros compañeros de trabajo y amigos, que contribuyeron a demostrarme a mí mismo, *la utilidad de los principios básicos de la geotecnia, racionalmente aplicados a la práctica del diseño y la construcción de las grandes obras de la Ingeniería Civil.* A todos ellos mi especial agradecimiento por su apoyo, confianza y amistad.

Los últimos 26 años han traído, por una parte, nuevos problemas a los que se han aplicado viejas soluciones, y por la otra, problemas viejos con

soluciones nuevas. Estos nuevos problemas se presentan en la zona suroeste de la ciudad, donde se han desarrollado nuevos centros comerciales, administrativos y habitacionales. En esta zona no existen los depósitos lacustres del centro del Valle, sino los afloramientos de las tobas de la Formación Tarango, que en algunas áreas se presentan en su estado natural, mientras que en otras existen grandes rellenos artificiales heterogéneos y en estado suelto, o complejas redes de cavernas inestables, ambos, productos de la explotación de minas de arena. En esta zona, los principales problemas se originan por la necesidad de hacer excavaciones o cortes de gran profundidad y taludes muy esbeltos o verticales que requieren de técnicas de anclaje para su estabilización. El mejoramiento de los rellenos sueltos mediante compactación o el uso de suelo-cemento han sido soluciones adecuadas para evitar los asentamientos bruscos por saturación. El uso de muros de contención de mediana altura, construidos con suelo-cemento, ha probado ser una solución económica y segura.

El viejo problema del hundimiento regional en la zona de los suelos lacustres, provocado por la sobreexplotación de los acuíferos profundos durante los últimos 50 años, ha causado asentamientos diferenciales que se manifiestan hoy como desplomos de las estructuras o como hundimientos mayores de las esquinas y la periferia de los edificios con respecto a su zona central, situación que causa graves daños por agrietamiento de las estructuras de edificios coloniales. La investigación detallada de varios casos particulares, como la Catedral Metropolitana, el Palacio Nacional, la Biblioteca Nacional en el templo de San Agustín, y otros monumentos coloniales, ha demostrado la existencia de suelos menos compresibles bajo el área central y más compresibles bajo las esquinas y la periferia de los edificios. Las *diferencias locales de la compresibilidad* están asociadas a antiguos procesos de consolidación de las arcillas bajo el peso de edificaciones prehispánicas, de las que existen sus restos enterrados, o al peso propio de los edificios coloniales que sufrieron grandes asentamientos del centro de su área y menores asentamientos de sus esquinas. Debido a estas *diferencias de compresibilidad*, los efectos del abatimiento piezométrico causado por la extracción del agua subterránea, que generan el hundimiento regional de la ciudad, *son mayores en las esquinas y en la periferia de los edificios que en el centro, menos compresible*. Este diagnóstico del problema ha motivado el desarrollo de nuevas soluciones como:

- *La subexcavación* bajo la Catedral, para reducir el asentamiento diferencial acumulado, haciendo descender la zona alta del ábside [5].
- La disminución de la compresibilidad de la arcilla en las zonas de mayor asentamiento, *mediante la inyección de morteros plásticos de compresibilidad controlada*; con el fin de igualar las velocidades del hundimiento de la periferia y del ábside; impidiendo así la continuación del proceso de deterioro de la estructura.
- En el Palacio Nacional, la instalación de *un nuevo tipo de pilotes de punta, provistos de una funda antifriccionante*, capaz de impedir la fricción negativa sobre el fuste y liberar la capacidad de carga de la punta. La instalación de un puente de carga *ajustable a voluntad* permite controlar de manera eficaz los movimientos de la estructura y corregir los diferenciales acumulados.

En la investigación, el desarrollo y la implementación de estas nuevas soluciones técnicas ha sido fundamental la comprensión y el apoyo entusiasta del Arq. Sergio Zaldívar Guerra y del Dr. Arq. Fernando López Carmona, distinguidos Profesionales de la preservación de nuestros Monumentos Históricos.

Otro concepto novedoso aplicable a edificios de gran peso, ubicados en la zona de transición, donde la velocidad del hundimiento regional es muy pequeña o nula, como ocurre en el caso de la gran estructura de "La Torre Mayor", actualmente en construcción, es *el diseño de pilas de fricción–punta*, empotradas en los depósitos profundos, con el propósito de reducir la magnitud de los asentamientos bajo la acción de grandes cargas, optimizando, al mismo tiempo, la capacidad de carga estructural del concreto de alta resistencia que constituye a las pilas.

El desarrollo e implementación de todas estas nuevas soluciones geotécnicas no habría sido posible sin la participación de un grupo de Ingenieros Geotecnistas que forman el equipo de *TGC, Geotecnia y de TCG, Ingeniería*, con cuya capacidad y dedicación profesional han acompañado al autor en esta parte de su vida profesional. A Enrique Santoyo Villa, José Segovia, Mario Trigo, Ernesto Holguín, José Luis Rangel, Enrique Santoyo Reyes, Elvira León, Víctor Hernández, Víctor Takahashi, René Contreras, Juan Manuel Ruiz y a todo el Personal Técnico, de Laboratorio y de Campo, así como al Personal Administrativo, con quienes he compartido la gran satisfacción del deber cumplido. Todos ellos han contribuido, directa o indirectamente a la

realización de este libro y por ello les expreso mi profundo agradecimiento.

Mi reconocimiento muy especial a Ernesto Holguín y José Luis Rangel, por su valiosa colaboración en la revisión y el formato final, previos a la impresión del libro. Sus atinadas observaciones y sugerencias contribuyeron a la claridad de las ideas aquí expresadas.

Enrique Tamez González.

Capítulo 1-1 2

Relación entre Ingeniería de Cimentaciones, Geotecnia y Geología 2

Diseño de la cimentación 2

La Geotecnia 3

Tipo de cimentación 3

Capacidad de carga 3

Asentamientos 3

Construcción 3

Geotecnia y Geología 3

Características geológicas 4

Estratigrafía 4

Heterogeneidad 4

Discontinuidades 4

Propiedades geotécnicas 4

Resistencia 4

Deformabilidad 4

Permeabilidad 4

Nivel freático 4

Textura y estructura de rocas y suelos 5

Textura 5

Estructura 6

Meteorización 6

Granulometría y plasticidad 8

En resumen: 9

Capítulo 1-1

"Considero a la Geología Aplicada a la Ingeniería como un antídoto esencial contra un tratamiento demasiado teórico de los problemas prácticos que involucran a los suelos y a las rocas."

K Terzaghi

Relación entre Ingeniería de Cimentaciones, Geotecnia y Geología

Las rocas y los suelos son materiales que constituyen a la corteza terrestre cuya formación se debe a la acción de una serie de fenómenos geológicos. Por tanto, es evidente que cualquier estudio sistemático de estos materiales, con el propósito de utilizarlos en la construcción de las obras de Ingeniería Civil, deba incluir el conocimiento de las características geológicas del sitio de la obra. A continuación se comenta sobre la estrecha relación que existe entre la Geología, la Geotecnia y la Ingeniería de Cimentaciones.

Diseño de la cimentación

La cimentación debe ser capaz de transmitir al terreno de apoyo todas las cargas de la estructura, en condiciones tales que ésta cumpla con los requisitos de seguridad y de servicio que la buena Ingeniería y las normas reglamentarias demandan. Para satisfacer estos requisitos el diseño de la cimentación debe responder, de manera racional, a las siguientes cuestiones:

- ¿Qué tipo de cimentación es la más apropiada para la estructura y para el terreno en que se apoya, sea éste constituido por rocas, por suelos o por una combinación de ambos?

- ¿Qué forma y dimensiones deben darse a la cimentación elegida para que las deformaciones del terreno bajo la acción de las cargas aplicadas no produzcan desplazamientos excesivos que dañen a la estructura o a edificaciones colindantes?

- ¿Cómo llevar a cabo la construcción de la cimentación para que se cumplan los objetivos establecidos por el diseño sin inducir desplazamientos que dañen o pongan en peligro de colapso a instalaciones o construcciones colindantes, a la vez que permitan realizar la construcción en el menor tiempo posible?

La Geotecnia

Se ocupa del estudio del comportamiento de los suelos y las rocas como materiales empleados en las obras de ingeniería civil. Su conocimiento ayuda al ingeniero a *decidir racionalmente* sobre las siguientes cuestiones prácticas relativas a las cimentaciones de cualquier tipo de estructura:

Tipo de cimentación

- Elegir el tipo de cimentación más adecuado a la superestructura y al terreno de apoyo

Capacidad de carga

- Determinar la capacidad de carga del cimiento, apropiada para el terreno del sitio, dentro de un factor de seguridad admisible.

Asentamientos

- Verificar que los asentamientos que producirán las cargas aplicadas por la superestructura no excedan límites tolerables

Construcción

- El diseño de procedimientos de construcción específicos, incluyendo: la instalación de cimientos profundos, el análisis de la estabilidad de excavaciones profundas, el manejo del agua subterránea durante los trabajos de excavación, la instalación de las estructuras de contención y del sistema de apuntalamiento, así como el proceso que deberá seguir la construcción de la cimentación.

Geotecnia y Geología

Para tomar estas determinaciones cuantitativas, el ingeniero necesita conocer, de manera confiable, las siguientes características *geológicas y geotécnicas* de los suelos o rocas que constituyen el terreno de apoyo:

Características geológicas

Estratigrafía

- La sucesión de las diferentes capas, o estratos, de rocas o suelos que se encuentran debajo de la cimentación, hasta la profundidad en la que estos estratos sean significativamente afectados por los esfuerzos que la cimentación inducirá en ellos.

Heterogeneidad

- La variación de las características geológicas y espesores de cada estrato.

Discontinuidades

- La presencia de discontinuidades en las masas de roca, tales como planos de estratificación, fisuras, grietas, fallas geológicas, zonas de alteración, cavernas u otros accidentes geológicos.

Propiedades geotécnicas

Resistencia

- La magnitud y la variación de la resistencia ante esfuerzos de compresión, tensión o corte de las rocas o de los suelos que forman cada estrato.

Deformabilidad

- La deformabilidad de cada tipo de roca o suelo bajo estos mismos esfuerzos.

Permeabilidad

- La permeabilidad al agua, de cada estrato.

Nivel freático

- La posición del nivel freático y la distribución de la presión hidráulica dentro de la zona saturada del terreno de cimentación.

Las primeras tres características corresponden al campo de *la Geología* y están estrechamente relacionadas con *los procesos geológicos que dieron origen a la formación de la corteza terrestre* en el sitio particular de la obra[6]. Las últimas cuatro son *propiedades físicas cuantitativas* de las rocas y los suelos las cuales son motivo de estudio de *la Geotecnia*.

Textura y estructura de rocas y suelos

Por otra parte, debe tenerse presente que *la resistencia al corte, la deformabilidad y la permeabilidad* son propiedades que varían con *la textura y la estructura* de la masa de roca o de suelo de que se trate. El significado de estos *términos, propios de la Geología*, se explica a continuación.

Textura

Se refiere a la forma, el tamaño y la adherencia *(cohesión)* de las partículas minerales u orgánicas que constituyen a las rocas y a los suelos. Por ejemplo: el granito es una roca muy resistente y muy poco deformable, constituida predominantemente por cristales de cuarzo, ortoclasa, plagioclasa, y otros minerales ferrro-magnesianos en menores proporciones; los cristales son generalmente visibles a la simple vista y están fuertemente adheridos entre sí, lo que da al conjunto de partículas una gran cohesión. La masa de roca, en cambio, está formada por bloques grandes separados por fisuras finas, de espesor generalmente capilar, por lo que el agua fluye por las fisuras con cierta dificultad, es decir que la masa exhibe baja permeabilidad al agua. Bajo la acción química del bióxido de carbono disuelto en el agua, la ortoclasa y la plagioclasa del granito *se descomponen* y se transforman en partículas de arcilla, carbonatos de potasio y de calcio, y sílice. Esta *descomposición*, conocida también como *alteración*, da lugar a un *suelo residual* formado por la acumulación de partículas granulares de cuarzo no descompuestas y débilmente aglutinadas por una matriz de arcilla, cuyo nombre geotécnico es ahora *"arena arcillosa"*, que contiene pequeñas cantidades de carbonatos de calcio y magnesio y algunos óxidos de fierro y de aluminio; *la resistencia de este suelo* es menor de una milésima de la del granito que le dio origen, y *su permeabilidad* es tan baja como la de una arcilla. Posteriormente, la arcilla de este suelo puede ser lavada y arrastrada por la lluvia, dejando solas a las partículas granulares de cuarzo para formar un nuevo tipo de suelo, llamado ahora *"arena limpia"*, cuyas partículas *carecen de cohesión* y cuya *permeabilidad* es unas cien mil veces mayor que la de la "arena arcillosa" anterior. Un caso real en el que se usaron provechosamente estos tres *grados de alteración del granito* es el de la presa Sanalona, construida en el Estado de Sinaloa, México[7]. El *corazón impermeable* de la presa fue formado con la "arena arcillosa"; los *filtros permeables* que protegen al corazón contra erosión interna se formaron con la "arena limpia" y las *protecciones de enrocamiento* que cubren a los taludes

externos se construyeron con bloques de granito sano.

Estructura

Las rocas en la naturaleza nunca forman una masa continua, sino interrumpida por planos de estratificación, fisuras producidas por contracción al enfriarse, grietas creadas por los lentos pero continuos movimientos tectónicos de la corteza terrestre, fallas desarrolladas por desplazamientos relativos de grandes masas de roca bajo la acción de las fuerzas tectónicas que mueven a la corteza, cavernas generadas por disolución de las rocas calcáreas o por escape de lava muy fluida durante una erupción volcánica, zonas de contacto y/o alteración entre rocas depositadas en épocas distintas, etc. Estos accidentes o *discontinuidades estructurales* influyen notablemente en la estabilidad de las masas de roca, tanto en los taludes naturales como en cortes o excavaciones. Aunque la *resistencia intrínseca* de los bloques de roca sana sea muy alta, *las discontinuidades estructurales* pueden hacer que la estabilidad de la masa se torne crítica al excavarla. El apoyo de cimentaciones en masas de roca sana *(inalterada)*, pero inestable a causa de sus discontinuidades, plantea siempre situaciones críticas que requieren medidas especiales para evitar el deslizamiento de bloques de roca inestables bajo la cimentación. Tal es el caso de la estructura del viaducto de La Quebrada, construido en Acapulco, Guerrero, que se ilustra en las fotografías de la figura *1–1a*. El viaducto se encuentra sobre una ladera de granito sano cuya estructura está formada por grandes bloques separados por una familia de planos de fisuramiento inclinados unos 40° hacia el talud; perpendiculares a éstos existen otras dos familias de planos. Al hacer la excavación para formar la calzada, la masa del talud sufrió deslizamientos a lo largo de los planos inclinados, por lo que tuvo que ser estabilizada con anclas de fricción. Bajo cada zapata de apoyo de las columnas del viaducto se instalaron anclas adicionales para mejorar la estabilidad local de los bloques de roca que soportan las cargas concentradas de la estructura.

Meteorización

La exposición de las rocas a la acción del sol, el aire y los fenómenos atmosféricos da lugar a su *desintegración física y alteración química*, que las reduce a fragmentos de muy variado tamaño, desde *grandes bloques hasta partículas minerales de tamaño coloidal (visibles solo al microscopio electrónico) que constituyen las arcillas.*

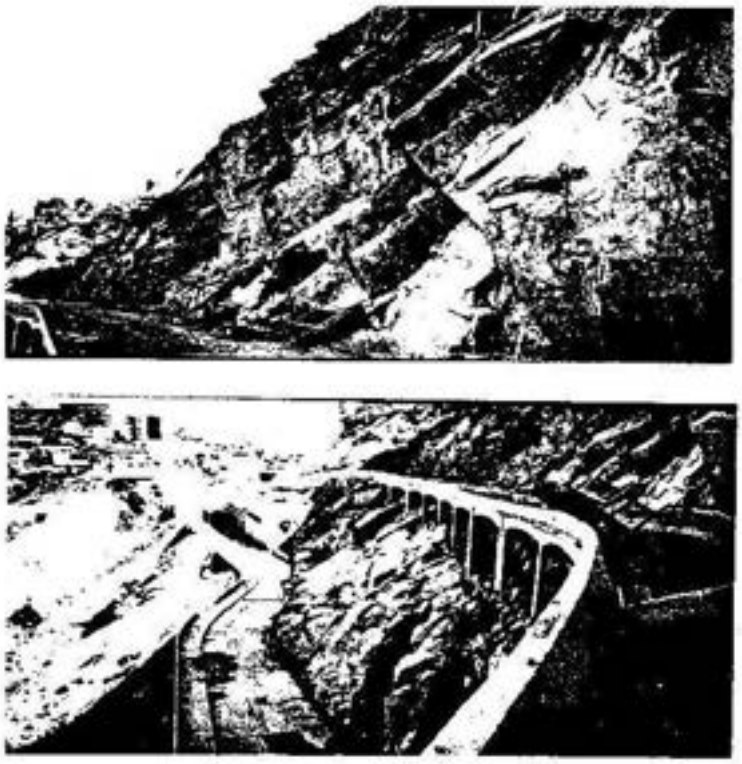


Figura 1–1a.- *Granito sano fisurado, con estructura de grandes bloques que deslizan a lo largo de planos de fisuramiento inclinados. Los taludes de la excavación y los bloques de apoyo de las zapatas del viaducto fueron estabilizados con anclas de fricción.*

Los productos de la meteorización pueden ser erosionados por las corrientes de agua o el viento y transportados a otro sitio para formar *depósitos de suelos*, o permanecer en su sitio para formar *suelos residuales*. En este último caso, la descomposición, o alteración química, de las rocas originales forma en ellas *una costra superficial de roca alterada* cuyo espesor puede variar desde unos centímetros hasta 10 metros o más, como ocurre en lugares de clima cálido-húmedo. Dentro de esta costra, el grado de alteración de la roca varía gradualmente desde la total transformación en arcilla en la superficie, hasta la roca intacta en el fondo de la zona de alteración.

La figura 1–1b ilustra un ejemplo interesante de esta situación, que se presenta en la zona de playas ubicada a lo largo de la calzada costera de Acapulco, donde los *depósitos de playa de arena gruesa, de estructura suelta*, descansan sobre una costra *de granito residual alterado* hasta un espesor que puede exceder de 4 metros.

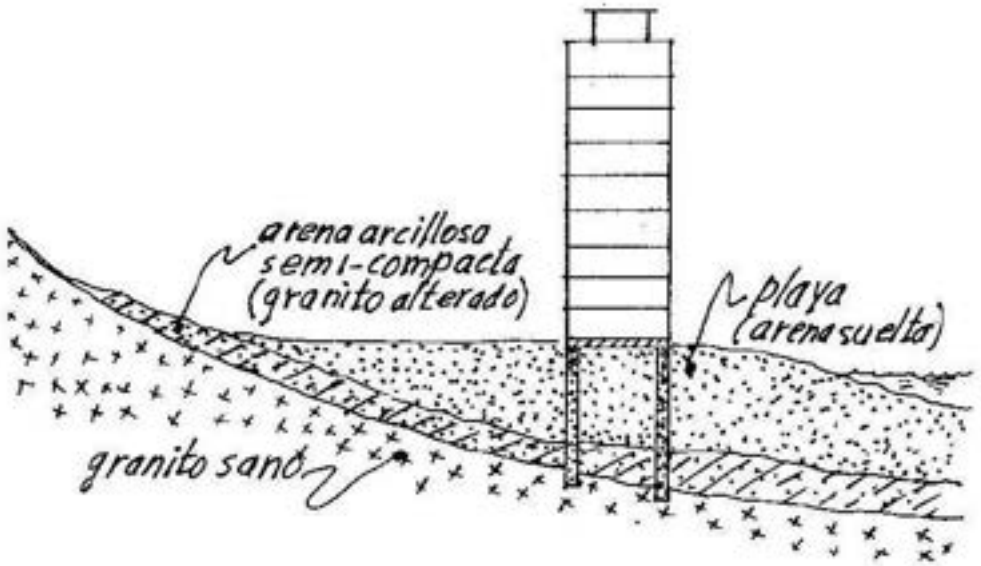


***Figura 1–1b.**- Perfil geológico en un depósito de playa formado por arena limpia suelta, apoyado sobre arena arcillosa residual producida por la alteración de granito.*

La baja compacidad de las arenas de playa las hace altamente susceptibles a la acción de los sismos, al sufrir grandes asentamientos bruscos cuando se encuentran sometidas a cargas impuestas por cimentaciones someras. Por este motivo, las estructuras pesadas y de gran altura son cimentadas, frecuentemente, con pilas apoyadas en el granito sano, para lo cual se requiere perforar la capa de roca alterada.

Granulometría y plasticidad

En los suelos granulares, formados por partículas de grava, arena y limo, los granos están en contacto directo, mientras que en los suelos constituidos por arcilla el contacto entre las partículas coloidales se establece a través de películas de agua adherida *(adsorbida)* a la superficie de los coloides. Las investigaciones geotécnicas han demostrado que la resistencia, la compresibilidad y la permeabilidad de una masa de suelo no solamente dependen de su *textura*, sino que estas propiedades son también afectadas por el *arreglo estructural* de las partículas *(estructura)*. Este arreglo se manifiesta en la porosidad de la masa de suelo, que se expresa por la relación entre el volumen ocupado por los poros del suelo con respecto a su volumen total. Por ejemplo: en un depósito de *arena muy compacta*, los poros pueden ocupar solamente un 25% del volumen total, dejando el 75% restante para las partículas

sólidas; en tanto que en una masa de *arcilla coloidal muy blanda*, como las arcillas lacustres del Valle de México, los poros del suelo pueden ocupar hasta el 94% del volumen total y las partículas coloidales solamente el 6% restante. *La compresibilidad volumétrica de estas arcillas* llega a ser unas 500 veces mayor que la correspondiente a *la arena muy compacta*.

En resumen:

La práctica del diseño y construcción de cimentaciones requiere de un conocimiento básico de la *estratigrafía y propiedades físicas de las rocas o suelos* del sitio de la obra. Este conocimiento cualitativo y cuantitativo, auxiliado por métodos analíticos, permite predecir, con razonable aproximación práctica, el comportamiento de las cimentaciones durante y después de su construcción. Este es el campo de interés *de la Geotecnia Aplicada*, que a su vez requiere del apoyo de los principios de la *Geología* para comprender los fenómenos naturales que dieron origen a la formación de los materiales que constituyen el terreno de apoyo de la cimentación; fenómenos de cuya acción pasada dependen *la textura y la estructura* que hoy exhiben esos materiales, las cuales, a su vez, determinan *las características y las propiedades físicas* de las que dependerá el comportamiento futuro de la cimentación particular de que se trate. De aquí la importancia que tiene para el Ingeniero Civil conocer *los conceptos básicos de la Geología y de la Geotecnia, a un nivel adecuado que le permita identificar, comprender y resolver problemas prácticos de la Ingeniería de Cimentaciones*, cualquiera que sea su campo de actividad profesional; puesto que, *cualquier tipo de obra en la que participe tendrá que estar apoyada en algún punto de la corteza terrestre*.

En los siguientes capítulos de la *Sección1* se explican los *sistemas de clasificación geotécnica de las rocas y los suelos*, teniendo en cuenta el origen geológico y la influencia de éste en sus características geotécnicas y en sus propiedades mecánicas e hidráulicas. También se describen los procedimientos básicos de *exploración y muestreo de campo*, así como los *ensayes de laboratorio y de campo*, que conducen a la determinación cuantitativa de las propiedades mecánicas de las rocas y de los suelos, necesarias para el diseño geotécnico de las cimentaciones y de los procedimientos más adecuados para su construcción.

Capítulo 1-2 12
Clasificación Geotécnica de las Rocas y los Suelos 12
Definiciones de roca y suelo 13
En la Geología 13
En la Geotecnia 13
Procesos geológicos 14
Formación de la corteza terrestre 14
Tectonismo 14
Vulcanismo 15
Meteorización y erosión 15
Sedimentación y consolidación 16
Metamorfismo 16
Propiedades físicas de los suelos y las rocas 16
Propiedades geotécnicas 17
Clasificación geotécnica de rocas y suelos 17
Clasificación geotécnica de las rocas, según su origen geológico. 19
Rocas ígneas 19
Rocas intrusivas 19
Rocas extrusivas 20
Rocas sedimentarias 22
Sedimentos químicos 22
Sedimentos clásticos 22
Sedimentos químicos 22
Rocas clásticas 22
Rocas cementadas 22
Suelos 23
Estructura 24
Rocas metamórficas 24

Clasificación geológica y geotécnica de los suelos 25

Clasificación de los suelos según su origen geológico 26

Medio de transporte 26

Suelos residuales 26

Suelos transportados 26

Suelos piroclásticos 26

Suelos orgánicos 27

Depositación 27

Textura de los suelos 27

Los suelos de textura granular 27

Los suelos de textura coloidal (arcillas) 28

Clasificación geológica de los depósitos de suelos 28

Suelos residuales 28

Suelos coluviales 30

Suelos aluviales 30

Depósito marinos 31

Depósitos lacustres 32

Suelos eólicos 32

Suelos glaciales 33

Suelos piroclásticos 34

Suelos orgánicos 35

Capítulo 1-2

Clasificación Geotécnica de las Rocas y los Suelos

Desde el punto de vista geotécnico, es conveniente clasificar las rocas y los suelos en grupos a los que puedan asociarse valores relativos de las propiedades mecánicas e hidráulicas, que permitan asignarles alguna calificación como materiales de cimentación. Como ejemplos prácticos que ilustran la importancia de disponer de un sistema de clasificación se citan los siguientes casos:

- *Un granito masivo, sano, con fisuras finas verticales y horizontales* constituye un *excelente* material de cimentación.
- *Un basalto muy fracturado y cavernoso,* es considerado como un material de cimentación *peligroso,* por el alto riesgo de derrumbe de las cavernas.
- *Un depósito piroclástico de arena limpia, bien graduada y muy compacta, bajo el nivel freático,* es un *buen material* de apoyo para una cimentación, pero, por su alta permeabilidad requerirá medidas especiales para el control de las filtraciones en una excavación profunda.
- *Un depósito fluvial de arena fina limosa, en estado suelto y bajo el nivel freático,* en un sitio con alta sismicidad, es *inaceptable* por su alto riesgo de *licuación ante un sismo.*

Las rocas y los suelos se clasifican desde dos puntos de vista:

- *Su origen geológico*
- *Sus características geotécnicas*

Estos dos puntos de vista se basarse en diferentes criterios; sin embargo, son complementarios y de gran utilidad en las aplicaciones prácticas de la Geotecnia, como puede observarse en la terminología empleada para describir los ejemplos anteriores. Es por ello de interés aclarar el significado de *los términos roca y suelo* desde ambos puntos de vista.

Definiciones de roca y suelo

Los términos roca y suelo tienen diferente significado en la Geología que en la Geotecnia.

En la Geología

Todos los materiales pétreos que constituyen la corteza terrestre se llaman *rocas*, incluyendo *las de origen orgánico* (como el carbón) y las que se clasifican como *rocas clásticas no consolidadas* (no cementadas) que son depósitos formados por la acumulación de fragmentos de roca *(clastos)* carentes de cohesión entre sí; estos depósitos se conocen también con el nombre genérico de *regolita.*

En la Geotecnia

El término *roca* se aplica a aquellos materiales duros de la corteza terrestre *cuyas partículas constitutivas están adheridas entre sí por fuerzas cohesivas de intensidad variable,* lo que les da una resistencia también variable dentro de límites muy amplios, desde las rocas más resistentes, como el basalto masivo sano, hasta las más blandas, como algunas tobas formadas por depositación de partículas de ceniza volcánica débilmente cementadas. El término *suelo,* en cambio, se usa para designar a los depósitos formados por la *acumulación de partículas no cementadas* producidas por la desintegración física *(fragmentación),* o por la descomposición química *(alteración)* de las rocas y de los residuos de materia orgánica. Este término corresponde, aproximadamente, al término *regolita* empleado en la Geología.

La Geología estudia las rocas y los suelos por su *composición mineralógica y cristalográfica (textura) y por su estructura,* asociadas a los fenómenos naturales que han dado origen a su formación a través del tiempo; mientras que *la Geotecnia* se interesa más en el estudio de las *propiedades mecánicas e hidráulicas* de estos materiales, para aplicarlas al diseño y construcción de las obras de Ingeniería Civil. Pero es bien sabido que *estas propiedades geotécnicas de los suelos y las rocas están íntimamente asociadas a su textura, estructura y origen geológico.* Por ello, la Geotecnia encuentra un gran apoyo en los conocimientos de la Geología.

La tabla *1–1* ilustra esquemáticamente la relación entre la Geotecnia y la Geología, y ayuda a comprender *la importancia de considerar el origen geológico de las rocas y de los suelos en su clasificación para los*

fines de aplicación de la Geotecnia a la Ingeniería de Cimentaciones.

Tabla 1–1. *Relación entre Procesos geológicos, Propiedades físicas y Propiedades geotécnicas de las rocas y los suelos*

PROCESOS GEOLOGICOS	PROPIEDADES FISICAS	PROPIEDADES GEOTECNICAS
Formación de la corteza Tectonismo Vulcanismo Meteorización Erosión Sedimentación Consolidación Metamorfismo	Textura –granulometría –cohesión –plasticidad Estructura –estratigrafía –discontinuidades –alteración –compacidad Nivel freático	Resistencia –a la compresión –y al cortante Deformabilidad –de la masa de roca –o de suelo Permeabilidad –de la masa de roca –o de suelo
EXPLORACION Y MUESTREO		**PRUEBAS DE LABORATORIO Y DE CAMPO**
CLASIFICACION GEOTECNICA		

Procesos geológicos

Los principales procesos naturales que han dado origen a las diferentes clases de rocas y suelos que hoy forman la corteza terrestre se enumeran en la primera columna de la tabla *1–1*.

Formación de la corteza terrestre

Según la hipótesis más comúnmente aceptada, el enfriamiento del globo terrestre produjo el endurecimiento de las rocas candentes y viscosas de la superficie, dando lugar a la formación de la corteza. Esto hace pensar que las primeras rocas que formaron la costra endurecida fueron rocas ígneas, semejantes a las que en nuestros días emergen a la superficie a través de los volcanes, procedentes del magma que yace bajo la corteza. Con un espesor variable de unos 10 a 70 km, la corteza constituye solo una delgada capa con respecto al diámetro de la tierra, que es de 12,800 km.

Tectonismo

El magma, o manto, que yace bajo la corteza, tiene un espesor de unos 1,200 km.; es un enorme océano de roca viscosa, de alta temperatura, dentro del cual se generan *lentas corrientes de convección* que circulan en trayectorias semejantes a elipses alargadas, ascendiendo en unas

zonas y descendiendo en otras. Estas corrientes arrastran consigo grandes placas de la corteza que flotan sobre el magma, dando lugar a lentos y constantes desplazamientos conocidos como *movimientos tectónicos*. Estos movimientos han producido, en algunas zonas, la separación de grandes placas de la corteza, generando en ellas grietas de gran longitud, por las cuales emerge el magma viscoso, dando así lugar a la generación de nueva corteza de roca ígnea. Este fenómeno ha formado *la gran cordillera mesoatlántica que se extiende casi de polo a polo, tiene varios miles de kilómetros de ancho y ha producido la separación de los continentes*. En otras zonas, las placas de la corteza convergen bajo la acción de las grandes fuerzas de arrastre del magma en movimiento, produciéndose así los *enormes plegamientos, levantamientos, hundimientos y fallas de la corteza que han formado las grandes cadenas montañosas del planeta*. Las huellas del tectonismo pueden verse por todas partes, y su presencia se siente en la forma de temblores que diariamente se manifiestan en algún lugar de la tierra.

Vulcanismo

Las grietas o fallas de la corteza, producto del tectonismo, son una vía fácil para la salida del magma hacia la superficie, ya sea en corrientes de lava que fluyen por las pendientes y valles, o en la forma de erupciones gaseosas a gran presión y temperatura que *lanzan al aire grandes bloques de roca, guijarros, gravas, arenas y polvos, de alta temperatura, que los vientos pueden transportar y depositar a distancias lejanas de su punto de origen.*

Meteorización y erosión

Los cambios de temperatura y humedad en la superficie de las rocas, la lluvia, la congelación del agua en las grietas, la erosión producida por los glaciares, los vientos, la lluvia y las corrientes de agua, son *agentes meteorológicos* que causan *la desintegración física de las rocas*, reduciéndolas a fragmentos cuyo tamaño puede variar desde bloques o cantos hasta polvos finos; *todos ellos mantienen las propiedades físicas y químicas de la roca original*. Otros agentes atmosféricos como la disolución o hidratación por el agua de la lluvia, la oxidación por el oxígeno del aire, o la carbonatación por el bióxido de carbono, *alteran la composición química y física de las rocas originales*, dando como residuo una serie de compuestos químicos, entre otros: carbonatos de calcio, magnesio, potasio y sodio, óxidos e hidróxidos de fierro y de aluminio, sílice coloidal, partículas de arcilla coloidal y muchos compuestos

químicos más. Estos procesos naturales *de desintegración física y de alteración química de las rocas se conocen como meteorización.* Los productos de la meteorización de las rocas pueden permanecer en su sitio de origen o ser transportados por la gravedad, las corrientes fluviales, los vientos o los glaciares y depositados a grandes distancias de su sitio original.

Sedimentación y consolidación

Los fragmentos de roca meteorizada son finalmente *transportados* por los ríos, los glaciares y los vientos y *depositados* a lo largo de los cauces, o en el fondo de los lagos o los mares, formando estratos de espesor variable desde unos centímetros hasta varios metros. El espesor acumulado en el fondo marino puede alcanzar centenares de metros, generando así grandes presiones sobre los estratos inferiores que se comprimen y endurecen. Frecuentemente, esta compactación va acompañada de la depositación de substancias cementantes, que contribuye a incrementar considerablemente la cohesión entre las partículas y dan lugar a la formación de una nueva roca. Este proceso de endurecimiento de los sedimentos marinos se conoce como *consolidación de las rocas sedimentarias.* Por otra parte, la abundancia de bióxido de carbono en el agua de los mares, durante varios períodos geológicos, produjo la precipitación química de carbonatos de calcio o de magnesio, cuya sedimentación y consolidación dio origen a *rocas estratificadas* que llegaron a alcanzar gran resistencia.

Metamorfismo

La acción de las fuerzas tectónicas, acompañada o no por altas temperaturas en la corteza terrestre, produce la alteración de la textura y estructura originales, tanto de las rocas sedimentarias como ígneas, formando *rocas metamórficas* con características diferentes a las de las rocas originales.

Propiedades físicas de los suelos y las rocas

Los términos *textura y estructura* de las rocas han sido ya comentados en el *capítulo 1–1.* En el caso de los suelos, su significado es semejante, aunque tienen diferente grado de importancia. En los suelos, *la textura, definida por la granulometría y la plasticidad,* es el factor más importante en relación con las propiedades geotécnicas y por ello *constituye el criterio básico de la clasificación geotécnica de los suelos.*

Por otra parte, para los fines del empleo de los suelos como apoyo de las cimentaciones, donde deben usarse en su estado natural, *la estratigrafía y la compacidad natural son características estructurales de gran importancia práctica, ya que tanto la capacidad de carga como la deformabilidad de los suelos de cimentación están íntimamente relacionadas con sus características estructurales y éstas, a su vez, con el origen geológico de los suelos y el modo en que fueron transportados y depositados.*

En las rocas de cimentación, en cambio, la textura es menos importante, excepto cuando se trata *de rocas blandas, como algunas rocas piroclásticas (cenizas de erupción volcánica) débilmente cementadas*, cuyo comportamiento mecánico es semejante al de los suelos. Los aspectos estructurales de las rocas que suelen tener importancia práctica en las cimentaciones son, principalmente, *las discontinuidades*, tales como: *grietas, fallas, cavernas y zonas de alteración*. La presencia del nivel de agua freática es de interés al Ingeniero tanto en los suelos como en las rocas, especialmente si se tienen que realizar excavaciones bajo este nivel. En todo caso, es clara la relación que existe entre *la estructura de un depósito de suelo o roca y los procesos geológicos que los formaron.*

Propiedades geotécnicas

La relación entre las propiedades geotécnicas y el origen geológico se verá con más claridad al tratar la clasificación geotécnica de rocas y suelos.

Clasificación geotécnica de rocas y suelos

Observando la tabla *1–1*, puede verse que el número de combinaciones posibles de los procesos geológicos que pueden formar un determinado tipo o *clase de roca o de suelo* es muy grande; también lo es el intervalo de valores de las propiedades mecánicas de estos materiales. Así, por ejemplo, la resistencia a la compresión simple de una roca ígnea sana puede ser mayor de *1000 kg/cm²*, en tanto que la de una arcilla marina muy blanda puede alcanzar solamente *0.1 kg/cm²*; esto significa que, para los fines prácticos de la Geotecnia, no basta con definir el material por su origen geológico, sino que se hace indispensable definir su textura y estructura y cuantificar la resistencia, la deformabilidad y la permeabilidad.

Tabla 1-2 .- CLASIFICACION DE LAS ROCAS SEGUN SU ORIGEN GEOLOGICO

ORIGEN		NOMBRE	TEXTURA	ESTRUCTURA	RESISTENCIA (roca sana)	DEFORMA-BILIDAD	PERMEA-BILIDAD
IGNEAS	Intrusivas	Granito Diorita Gabro	Cristalina	Masiva fisurada, columnar, o lajeada	Alta	Baja	Baja
	Extrusivas	Andesita Riolita Bassalto		Fluidal agrietada, o lajeada[1]	Alta a Media	Baja a Media	Media a Alta
		Brecha Toba	Granular, cementada	Porosa, estratificada	Media a Baja	Media a Alta	Media a baja
SEDIMEN-TARIAS	Químicas	Caliza Dolomita	Microcristalina o Amorfa	Estratificada, agrietada[2]	Alta a Baja[3]	Baja a Alta	Alta a Media
	Clásticas	Conglomerado Arenisca Lutita	Granular, cementada	Estratificada, agrietada	Media a Baja[4]	Media a Alta	Baja a Media
		Suelos (regolita)	Granular a Coloidal, no cementada	Porosa, estratificada o heterogénea	Muy baja a Nula	Muy alta	Alta a Baja
METAMORFICAS		Cuarcita Mármol	Cristalina	Masiva, fisurada	Alta	Baja	Baja
		Gneiss Esquisto		Foliada, fisurada	Media a Baja	Media a Alta	
		Pizarra	Microcristalina				

Notas:1) Los basaltos suelen presentar estructura cavernosa o escorácea. 2) En clima húmedo son frecuentes los carsos y cavernas en las calizas.
3) Dependiendo de la adherencia entre sus particulas. 4) Según la resistencia del cementante.

De aquí se deriva la necesidad de llevar a cabo, en el sitio particular de cada obra de Ingeniería, trabajos de exploración geológica y de muestreo de campo, acompañados de la ejecución de pruebas mecánicas e hidráulicas de campo y de laboratorio adecuadamente planeadas. La información proporcionada por numerosos estudios de esta naturaleza ha permitido desarrollar criterios para clasificar las rocas y los suelos en grupos de características geológicas y propiedades geotécnicas semejantes

Clasificación geotécnica de las rocas, según su origen geológico.

La tabla *1–2* presenta, en primer lugar, la clasificación de las rocas según su origen geológico, tal como se establece convencionalmente en los términos usados en la Geología, según los cuales las rocas se clasifican en tres grandes grupos:

Las rocas ígneas, las sedimentarias y las metamórficas.

Rocas ígneas

Se forman a partir del magma, constituido por roca fluida de alta temperatura que subyace a la corteza terrestre y que asciende a través de grietas en la propia corteza. *Cuando emergen hasta la superficie*, ya sea en la forma de corrientes de lava o de explosiones volcánicas, se denominan *rocas extrusivas. Cuando no salen hasta la superficie* y se quedan atrapadas entre estratos o grietas de otras rocas existentes, se llaman *rocas intrusivas.*

Rocas intrusivas

Como ejemplos más comunes de este subgrupo, en la tabla *1–2* se incluyen *el granito, la diorita y el gabro*, de las cuales la más abundante y conocida como material de construcción es el granito. Al formarse esta clase de rocas, no quedan expuestas al aire o al agua, por ello se enfrían lentamente y están formadas de cristales de tamaño visible a la simple vista, ligados por fuerzas moleculares intensas que le dan a la roca sana *(no alterada)* una alta resistencia a la compresión *(mayor de 500 kg/cm²)*. El enfriamiento lento y bajo presión hace que la contracción volumétrica que acompaña a este proceso genere fisuras finas *(menores de 1 mm)* que forman planos en direcciones diversas y producen bloques grandes con formas irregulares o prismáticas; en ocasiones se desarrollan prismas hexagonales de gran altura que dan la impresión de

columnas, por lo que se le llama *estructura columnar*. Los esfuerzos de compresión, tensión o cortantes, que prevalecen durante el proceso de enfriamiento o después, contribuyen a definir la estructura de la masa rocosa, que a veces toma la forma de placas relativamente delgadas a la que se llama *estructura lajeada*. En la tabla *1–2* se designan estas características como: *textura cristalina y estructura masiva, fisurada, columnar o lajeada*. A estas características de textura y estructura de las rocas intrusivas corresponden las siguientes propiedades geotécnicas: *resistencia alta, deformabilidad baja y permeabilidad baja*. Debe aclararse que la resistencia referida en la tabla *1–2* corresponde a la que se mide en cilindros de *roca sana, sin fisuras*, mientras que *la deformabilidad y la permeabilidad pertenecen a la masa de roca incluyendo sus fisuras o grietas*. Los términos relativos que expresan la resistencia, en la tabla *1–2*, están referidos a los valores típicos del concreto, al cual se asigna aquí el intervalo medio, como se explica en seguida:

- Resistencia alta, mayor de *300 kg/cm²* *(rocas muy duras)*
- Resistencia media, de *300 a 100 kg/cm² (semiduras)*
- Resistencia baja, de *100 a 20 kg/cm²* *(rocas blandas)*
- Resistencia muy baja, menor de *20 kg/cm²* *(rocas muy blandas)*

La escala de la *deformabilidad* de la masa de roca está referida a la del concreto, mientras que la escala de la *permeabilidad* es comparable a la de los suelos, como se verá al tratar este tema en páginas posteriores.

Rocas extrusivas

Como ejemplos más comunes de rocas que salen del magma en forma de *flujos de lava*, la tabla *1–2* incluye *la andesita, la riolita y el basalto*. Por su rápido enfriamiento, los cristales que las forman son de menor tamaño, a menudo visibles solamente con la ayuda de una lupa, y su estructura suele mostrar abundantes fisuras y grietas hasta de uno o mas centímetros de abertura. Las andesitas y riolitas, originadas por lavas más viscosas que los basasltos, presentan estructuras menos agrietadas: en cambio, *en los basaltos es frecuente encontrar estructuras cavernosas y estratos de textura escoriácea*, así llamada por su aspecto de escoria de fundición, muy porosa. El término *estructura fluidal* es descriptivo de cierto patrón de estratificación formado según las líneas de flujo de la corriente de lava antes de solidificarse. La resistencia de las rocas extrusivas puede variar de alta a media; su deformabilidad de

baja a media, *con excepción de los basaltos escoriáceos o cavernosos, en los que es alta y requieren, frecuentemente, tratamiento especial como materiales de cimentación.* La permeabilidad varía de media, en las riolitas y andesitas, a alta en los basaltos, *como consecuencia de su estructura muy fisurada y agrietada.*

En el mismo grupo de las rocas extrusivas se mencionan las *tobas*, como los ejemplos más comunes de rocas originadas por erupciones volcánicas explosivas, que lanzan al aire grandes masas de polvo, cenizas, guijarros y fragmentos de roca de gran tamaño, llamadas por ello *rocas piroclásticas.* En su descenso hacia la superficie terrestre, donde finalmente se depositan, esta mezcla de fragmentos de todos tamaños sufre una segregación, separándose los fragmentos en rangos de tamaños diferentes que se depositan en estratos de espesor variable; después de la depositación, adquieren una cementación, ya sea por fusión de sus contactos a temperaturas altas o por sales acumuladas en ellos. La cohesión entre los fragmentos puede variar en un intervalo amplio, *que va desde la vitrificación en las erupciones mas calientes (tobas vitrificadas) hasta nula en las erupciones de baja temperatura (aglomerados, grava o arena).*

La textura de las rocas piroclásticas es, generalmente, granular, cuyo tamaño varía desde partículas de polvo de 0.05mm, hasta boleos de gran tamaño, *y poseen cementación variable.* Su estructura se describe como *porosa y estratificada.* El fisuramiento por enfriamiento solo se presenta en *las tobas vitrificadas* originadas por erupciones de alta temperatura.

La resistencia a la compresión simple de las rocas piroclásticas sanas puede variar desde nula hasta media, dependiendo de la cementación entre sus granos, aunque *algunas tobas muy cementadas o vitrificadas muestran resistencia mayor que la de un buen concreto.* La mayor parte de los depósitos piroclásticos que se encuentran en el Valle de México son rocas muy blandas, es decir que su resistencia en compresión es menor de *20 kg/cm²*; aunque se encuentran también algunos depósitos de tobas de mayor resistencia, pudiendo alcanzar *100 a 500 kg/cm²*, y se las emplea como piedra de construcción en columnas y fachadas de numerosos edificios coloniales en la región del altiplano central. La deformabilidad de las tobas blandas puede variar desde media hasta muy alta, según la estratigrafía de los depósitos, la compacidad de su estructura y la cementación. La permeabilidad de las tobas granulares

es generalmente baja, aunque el fisuramiento de las tobas vitrificadas puede darles un valor alto.

Rocas sedimentarias

Las rocas sedimentarias incluidas en la tabla *1–2* son las más comunes y representan más del 95% de las rocas de este grupo. Están clasificadas en dos subgrupos:

Sedimentos químicos
Formados por la precipitación y cementación posterior de sales en ambiente marino o lagunar.

Sedimentos clásticos
Formadas por depositación y cementación de fragmentos de otras rocas transportados por glaciares, ríos, vientos o erupciones volcánicas explosivas; estos últimos llamados *piroclásticos.*

Sedimentos químicos
Como ejemplos se mencionan *las calizas y las dolomitas*; las primeras constituidas predominantemente por carbonato de calcio y las segundas por carbonato de magnesio, con alto grado de cementación, y presentan *estructura estratificada y agrietada* a causa de los grandes plegamientos que han sufrido. Las calizas, por su mayor solubilidad en agua de lluvia que contiene bióxido de carbono disuelto, *presentan grandes cavernas de disolución (grutas) y caídos del techo de las cavernas (dolinas o carsos).*

Rocas clásticas
Se distinguen dos grupos de rocas clásticas: aquellas cuyas partículas han sido *cementadas* y aquellas otras que *carecen de cementación.* Los ejemplos más comunes de rocas clásticas *cementadas* son: *los conglomerados, las areniscas y las lutitas.* Las *no cementadas* corresponden a *los depósitos de suelos,* geológicamente denominados *regolita.*

Rocas cementadas
La textura de los conglomerados es de granos gruesos, las areniscas están formadas por granos de tamaño medio y las lutitas por partículas finas. La cementación puede variar dentro de un intervalo muy amplio, dependiendo del cementante depositado entre sus partículas, el cual puede ser de arcilla, óxido de fierro, carbonato de calcio o de magnesio, o sílice; éste último proporciona la mayor cohesión, y la arcilla la menor.

La estructura estratificada y agrietada es típica de las rocas sedimentarias cementadas. El agrietamiento abundante es el resultado de la distorsión de los estratos originales por levantamiento, plegamiento o fallamiento, producidos por fuerzas tectónicas.

Las calizas, las dolomitas y las areniscas son rocas de *resistencia media a alta y deformabilidad media, pero su estructura agrietada les comunica una permeabilidad media a alta.*

Las lutitas son las menos resistentes de este grupo de rocas, debido a su cementación más débil; su deformabilidad es alta, por lo cual exhiben grietas más finas y menos abundantes; consecuentemente, su permeabilidad es baja. Cuando son expuestas a cambios cíclicos de humedecimiento y secado, *las lutitas se desintegran con facilidad, especialmente cuando contienen partículas de arcilla.* A medida que el contenido de arcilla aumenta, se comportan como *rocas expansivas* en contacto con el agua.

Suelos

La textura de los suelos puede variar entre dos extremos, que se muestran en la tabla *1–3*:

- Textura granular
- Textura coloidal

Tabla 1–3. *Términos usados para texturas de suelos*

TEXTURA			TAMAÑO (mm)	PLASTICIDAD
GRANULAR	Gruesa	Cantos Gravas	>150 150 - 5	No plástico
	Media	Arenas	5 - 0.07	
	Fina	Limos	0.07 - 0.002	
COLOIDAL		Arcillas	< 0.002	Plástico

- *Textura granular*
  Formada por granos de tamaño variable, desde *0.002 mm (limos)*, hasta mayores de *150 mm (cantos de gran tamaño), incluyendo fragmentos de tamaño intermedio (arenas y gravas).*

- *Textura coloidal*
  Formada por partículas menores de *0.002 mm*, ultramicros-cópicas, denominadas coloides, que exhiben gran plasticidad en presencia de agua. Ejemplos comunes de este tipo de textura son *las distintas variedades de arcillas,* entre las que destacan el caolín, empleado en la industria cerámica, y la bentonita, usada en la perforación de pozos para la construcción de pilas de cimentación.

Los suelos naturales suelen ser una mezcla de proporciones muy variables de ambos tipos de texturas, dependiendo de su origen geológico.

Estructura
Exhiben estructura *porosa, y estratificada o heterogénea.* Los suelos granulares, generalmente, *carecen de cementación*, o pueden exhibir una *débil cohesión* producida por depositación de sales en sus contactos o por la presencia de una alta proporción de partículas de arcilla. Los suelos coloidales muestran resistencia a la compresión simple, que varía de muy baja a media, dependiendo del tipo y contenido de coloides y del contenido de agua.

La permeabilidad de los suelos varía de alta, en los suelos granulares formados predominantemente por partículas gruesas y de estructura con poros grandes, hasta baja, en los suelos formados principalmente por arcillas coloidales.

Rocas metamórficas

Son el resultado de la transformación de rocas existentes bajo la acción de esfuerzos de compresión y cortantes de gran magnitud, acompañados frecuentemente por alta temperatura. Tanto en las rocas ígneas, como en las sedimentarias, o aún en las metamórficas, preexistentes, *el metamorfismo produce cambios en la textura y en la estructura de las rocas originales, afectando también sus propiedades geotécnicas.* La tabla *1–2* presenta como ejemplos pertenecientes a este grupo *la cuarcita, el mármol, el gneiss, el esquisto y la pizarra.*

La cuarcita y el mármol son los productos metamórficos de *la arenisca y de la caliza,* respectivamente, pero su textura es más compacta y los cristales de mayor tamaño que los de las rocas originales, por lo *que exhiben mayor resistencia.* Su estructura masiva y poco fisurada les da *baja permeabilidad.*

El gneiss se desarrolla a partir *del granito,* sometido a la acción de grandes esfuerzos de compresión y cortantes; conserva la textura macrocristalina de la roca madre pero los cristales son de forma alargada en el sentido del esfuerzo cortante y muestra *una estructura foliada en el mismo sentido.* La resistencia a la compre-sión en el sentido de los planos de foliación es baja, comparada con la que presentan en la dirección normal a la foliación. La deforma-bilidad es mayor en el sentido paralelo que en el normal a la foliación. El fisuramiento es fino y la permeabilidad baja.

El *esquisto y la pizarra* son los derivados metamórficos de rocas clásticas, *el primero de areniscas y la segunda de lutitas.* El esquisto tiene textura cristalina y la pizarra microcristalina.

La estructura de ambas rocas es *foliada y finamente fisurada.* La resistencia va de media a baja. La deformabilidad de media a alta y la permeabilidad es baja. En ambas clases de roca se manifiestan las *diferencias entre las propiedades geotécnicas en el sentido paralelo a la foliación y en la dirección normal.*

Clasificación geológica y geotécnica de los suelos

Las propiedades geotécnicas de los suelos *(resistencia, compresi-bilidad y permeabilidad)* están directamente relacionadas con *el tamaño, la forma y las propiedades fisico-químicas de las partículas que los constituyen.* A su vez, estas propiedades dependen de *los procesos geológicos que dan origen a la formación de los suelos.*

De aquí la conveniencia de clasificar a los suelos siguiendo dos criterios diferentes, pero complementarios:

- *Clasificación según su origen geológico*
- *Clasificación según sus características geotécnicas*

Los procesos geológicos que intervienen en la formación de los suelos son:

- *La meteorización de las rocas*
- *La erosión, transporte y depositación de los productos de la meteorización*

Dependiendo de la intensidad y duración de cada uno de estos procesos naturales, se producen suelos con diferentes texturas *(granulometría y plasticidad)* y estructuras *(estratificación y compacidad).*

Clasificación de los suelos según su origen geológico

Los fragmentos de rocas meteorizadas son transportados desde el sitio en que se originan y depositados en una nueva ubicación. Dependiendo del medio de transporte y el ambiente en que se depositan, los suelos se clasifican en los siguientes grupos que aparecen en la tabla *1–4:*

Medio de transporte

Suelos residuales

Reciben este nombre cuando los fragmentos de la roca meteorizada no sufren ningún transporte, permaneciendo en el sitio en que se formaron.

Suelos transportados

Son trasladados y depositados en otro sitio diferente al de las rocas que les dieron origen. Según el medio de transporte, se les llama:

- *Suelos coluviales,* cuando son transportados por la acción de la gravedad.
- *Suelos aluviales,* transportados por las corrientes de agua superficiales
- *Suelos eólicos,* transportados por el viento
- *Suelos glaciales,* transportados por el flujo lento de los glaciares.

Suelos piroclásticos

Se llama así a los *fragmentos de rocas ígneas producidos por las erupciones volcánicas,* que, después de ser lanzados al aire, *son transportados por el viento (eólicos) y depositados sobre la superficie de la tierra.* Frecuentemente, después de su depositación adquieren una

débil cementación entre sus partículas *(cohesión)*, que les da una baja resistencia a la compresión, por lo que se les suele llamar *suelos duros*. Cuando la cementación adquiere cierta importancia, se les llama *tobas*, que son consideradas como *rocas blandas*. Existe entonces una frontera indefinida entre las *tobas y los suelos piroclásticos*. Sin embargo, este no debe ser un motivo de confusión para la Geotecnia, puesto que, la resistencia al corte de estos materiales, cualquiera que sea su nomenclatura, depende de *la cohesión y la fricción* entre las partículas constitutivas, por lo que se les trata simplemente como *materiales cohesivo–friccionantes*.

Suelos orgánicos

Son los residuos de la descomposición de materia orgánica, de origen vegetal o animal, acumulados en el fondo de lagos, pantanos o lagunas litorales someras. Pueden estar mezclados en muy variadas proporciones con partículas de suelos minerales. Cuando predomina la materia orgánica, se forman *depósitos de gran espesor conocidos como turbas*, que son suelos residuales, pero pueden ser erosionados, transportados y redepositados después.

Depositación

Además del medio de transporte, *el ambiente natural en el que se depositan los suelos transportados tiene gran influencia en la textura, la estructura y la compacidad naturales del depósito.*

Textura de los suelos

La tabla *1–3* define cuantitativamente los términos empleados comúnmente en la Geotecnia para describir la textura de los suelos:

Los suelos de textura granular

Están formados por granos de tamaño mayor de *2 micras (0.002 mm)* y pueden alcanzar el tamaño de grandes pedruscos, mayores de 150 mm, llamados cantos rodados. Según el tamaño de los granos, se les da la denominación de:

- *Textura granular gruesa* (gravas y cantos)
- *Textura media* (arenas)
- *Textura fina* (limos).

Los suelos granulares no exhiben plasticidad en presencia de agua.

Los suelos de textura coloidal (arcillas)

Están formados predominantemente por partículas de tamaño menor de *2 micras*. Los suelos coloidales, en presencia de agua, *muestran un claro comportamiento plástico*. Este comportamiento es el resultado de cargas eléctricas negativas que se manifiestan en la superficie de las diminutas partículas coloidales, a las cuales se adhieren las moléculas bipolares de agua, formando una película que recubre a los coloides, *que se conoce como agua adsorbida*. Las partículas se unen entre sí *compartiendo las películas de agua adsorbida*, a la vez que se establecen en esas uniones *ligas eléctricas desarrolladas por iones positivos multivalentes (calcio, magnesio, fierro, aluminio, etc.)* que se encuentran disueltos en el agua del suelo. Este tipo de ligas eléctricas comunican a los suelos coloidales una *verdadera cohesión* que se incrementa considera-blemente al secarse y contraerse el suelo y se disminuye al aumentar su contenido de agua y expandirse. *Siendo la plasticidad una manifestación simple de estos complejos mecanismos de interacción molecular de los coloides, constituye un parámetro de fácil medición que sirve de base para clasificar a los suelos de textura coloidal.*

Clasificación geológica de los depósitos de suelos

La tabla *1–4* muestra los nombres empleados en la Geología para designar diferentes clases de depósitos de suelos, así como la relación que existe entre el proceso de depositación y su influencia en la textura, estructura y compacidad.

Suelos residuales

Cuando los productos de la desintegración de las rocas no son erosionados y transportados, permanecen en el sitio de origen, donde continúan siendo transformados, física y químicamente, por los procesos de la meteorización. La intensidad de esta transformación varía con la profundidad; es más intensa en el material cercano a la superficie, el cual puede quedar transformado en arcilla coloidal, y disminuye gradualmente con la profundidad hasta encontrar, intacta, *la roca original, o roca madre*. En climas cálido-húmedo la profundidad de alteración puede exceder de 20 m, mientras que en climas áridos alcanza menos de 1 m. *La textura suele variar desde coloidal*, en la superficie, *hasta granular* a cierta profundidad, dependiendo de la intensidad de la meteorización y de la composición mineralógica de la roca madre.

Tabla1-4. CLASIFICACION DE LOS SUELOS SEGUN SU ORIGEN GEOLOGICO					
FORMACION	**TRANSPORTE**	**DEPOSITO**	**TEXTURA**	**ESTRUCTURA**	**CONSISTENCIA**
RESIDUALES	**Ninguno**	Insitu	Granular a Coloidal	Fracturas de la roca madre	Blanda a Dura
TRANS-PORTADOS	**Coluviales**	Talus	Granular, gruesa y angulosa	Heterogénea	Suelta
	Aluviales	Abanicos	Granular, media y subangulosa	Heterogénea	Suelta a Semicompacta
		Llanuras Terrazas Deltas	Granular fina a Coloidal	Heterogénea, lenticular o estratificada	Suelta a Compacta
		Marinos Lacustres	Granular, media a fina o Coloidal	Homogénea Estratificada	Suelta a compacta Blanda a dura
	Eólicos	Dunas Loess	Granular, fina y uniforme	Homogénea	Muy suelta
	Glaciales	Morrenas Fluviales Marinos Lacustres	Granular, gruesa a Coloidal	Heterogénea Estratificada	Compacta Blanda a dura
PIROCLASTICOS	**Eólicos**	Superficiales Marinos Lacustres	Granular, gruesa a fina	Heterogénea, o Estratificada y homogénea	Suelta a Compacta
ORGANICOS	**Ninguno o Aluviales**	Residuales Marinos o Lacustres	Coloidal o Fibrosa	Estratificada	Muy blanda

El comportamiento de los suelos como materiales de cimentación depende de su textura, su estructura y su consistencia naturales. Estas características de los depósitos naturales de suelos son una función de los fenómenos geológicos que les dieron su origen.

En un corte practicado en un terreno metaforizado puede observarse aún el patrón estructural de estratificación y fisuramiento de la roca madre. *La compacidad natural del suelo varía también con la profundidad*, siendo generalmente menor cerca de la superficie, particularmente en climas húmedos. En lugares de clima árido o semiárido, la desecación contrae y endurece las arcillas superficiales *y las torna expansibles cuando se humedecen*. Al ser cubiertas por alguna construcción que interrumpe la evaporación superficial y aumenta la humedad del suelo, la expansión diferencial de estos suelos produce fuertes daños a las construcciones que se apoyan sobre ellos, especialmente si se trata de construcciones ligeras.

Los procesos de transformación por meteorización actúan también sobre los suelos transportados y depositados, cuando éstos permanecen por largo tiempo *(milenios)* en el sitio de depositación, dando lugar así a la formación de suelos residuales cuya roca madre es un suelo transportado

Suelos coluviales

Los fragmentos de la desintegración de las rocas que se encuentran en lo alto de las montañas caen por gravedad, rodando por las laderas y depositándose al pie de la montaña, donde adoptan un talud de equilibrio, por lo que estos depósitos reciben el nombre de *talus*. Los fragmentos son de tamaños predominantemente gruesos *(cantos y gravas)* y de formas angulosas debido a su corto recorrido antes de la depositación; su estructura es heterogénea y el acomodo de los fragmentos deja abundantes huecos, por lo que se dice que son de baja compacidad, o de *estructura suelta*.

Suelos aluviales

Los arroyos que bajan de las montañas arrastran fragmentos de rocas de todos tamaños que van depositándose a lo largo de los cauces a medida que disminuye la velocidad de la corriente:

- *Abanicos aluviales.*
  Al pié de las laderas, donde la pendiente cambia bruscamente, se forman depósitos de fragmentos subangulosos de textura gruesa a media, que reciben el *nombre de abanicos aluviales, por su forma característica que asemeja un abanico abierto*. Son suelos de *estructura heterogénea*, cuya granulometía y compacidad varían

mucho de un lugar a otro del depósito. *La irregularidad de sus propiedades geotécnicas es su característica distintiva.*

- *Los depósitos de llanura aluvial*
  Se forman generalmente en la parte baja de los cauces, donde los ríos se desbordan, inundando grandes áreas; las velocidades de la corriente en las zonas inundadas son muy bajas, permitiendo la sedimentación de las partículas más pequeñas, de arcillas y limos.

- *Las terrazas*
  Son depósitos que se forman a los lados del cauce, donde las velocidades son menores que al centro del cauce mismo, pero mayores que en las zonas de inundación, por lo que la textura de estos depósitos varía de fina a media.

- *Los deltas*
  Son depósitos muy heterogéneos, formados en la desembocadura de los ríos, donde el cauce se subdivide en ramas; suelen cubrir grandes áreas de forma triangular y su textura varía desde gruesa, en el centro del área, hasta fina y coloidal en las orillas del depósito, donde las velocidades de las corrientes son pequeñas.

La estructura de estos tres tipos de depósitos aluviales es heterogénea, especialmente en los suelos de textura gruesa. A medida que la textura es más fina o coloidal, *pueden presentar estratificación,* aunque ésta es variable en distancias cortas. *La compacidad varía desde muy suelta a compacta.*

Los depósitos de arenas finas y limos (no plásticos), de compacidad muy suelta, cuando están bajo el nivel freático, presentan grave riesgo de perder totalmente su resistencia ante la acción de los sismos (licuación), originando con ello fuertes hundimientos de las cimentaciones y el colapso de las estructuras.

Depósito marinos

Las partículas en suspensión que no son depositadas en los deltas entran finalmente en contacto con el agua del mar, donde son arrastradas por las corrientes marinas y se van depositando a lo largo de la costa, ya sea en las playas, donde las partículas más gruesas de

arena se mezclan con las arenas provenientes del trabajo erosivo del oleaje, las mareas y las corrientes costeras; o en el fondo marino, ya sea en las lagunas litorales, en las bahías, o mar adentro sobre la plataforma continental, donde las partículas más finas de limo y arcilla encuentran zonas de menor velocidad que favorecen su decantación.

La depósitos de fondo marino están formados predominantemente por partículas finas de limo o arcilla, sedimentados en aguas tranquilas o de baja velocidad. Este proceso de sedimentación genera una *estructura estratificada, con capas de espesor poco variable, dentro de las cuales las propiedades de plasticidad y compacidad muestran también poca variación en el sentido horizontal del depósito.* Debido a su muy baja compacidad, presentan baja resistencia y alta compresibilidad como materiales de cimentación. Estos suelos se encuentran frente a todas las costas del planeta y plantean problemas importantes en la construcción de cimentaciones de obras portuarias y desarrollos urbanos.

Depósitos lacustres

La depositación de sedimentos finos en los lagos es un fenómeno muy semejante al caso anterior. *Los suelos lacustres del Valle de México* son un ejemplo notable de depósitos de arcillas coloidales, blandas, de alta compresibilidad y de gran profundidad, que son capaces de generar grandes asentamientos de las cimentaciones construidas sobre ellas.

Suelos eólicos

En lugares de clima árido o semiárido, los vientos fuertes erosionan la superficie desecada de los suelos constituidos por partículas de limo o de arena fina, las cuales, al perder su humedad superficial, carecen de cohesión y son fácilmente arrastradas, para ser depositadas en otros sitios donde el viento pierde su velocidad. *Los depósitos más conocidos de este tipo son las dunas, o médanos,* que cubren grandes áreas de los desiertos del mundo; *y los depósitos de loess*, comunes en las planicies del Asia Oriental y en el noreste de Estados Unidos y Canadá. Aunque con menor magnitud, las dunas se encuentran en todas partes de la superficie del globo terrestre. Por ejemplo: en los desiertos del noroeste de México y en las llanuras costeras del Golfo de México, donde las arenas finas de las playas son transportadas por los vientos tierra adentro, depositándolas en dunas paralelas a la costa, o en lagunas litorales.

Los depósitos eólicos, de arena o de limo, *poseen una estructura*

razonablemente homogénea, pero de muy baja compacidad. Cuando estos suelos se encuentran por encima del nivel freático, los cimientos apoyados sobre ellos *pueden presentar importantes asentamiento diferenciales bruscos al mojarse el suelo* por la infiltración de agua de la lluvia o de cualquiera otra fuente; el asentamiento brusco es causado por *el colapso de la estructura de baja compacidad, producido por la acción combinada de la presión de los cimientos y de la pérdida de la cohesión entre las partículas del suelo.* Cuando se encuentran bajo el nivel freático, como en el caso de los depósitos de arenas finas sueltas en la rivera de la Laguna de Alvarado, en el Golfo de México, o en el delta del Río Balsas en el Océano Pacífico, presentan alto riesgo de *licuación ante la acción de los sismos; fenómeno que produce la pérdida total de la resistencia al corte de la masa de suelo saturado*, y lo hace comportarse como una masa líquida, que fluye bajo el peso de las estructuras y produce su colapso total, por hundimiento de la cimentación en la masa de suelo licuado.

Suelos glaciales

Los glaciares, por su gran capacidad erosiva, desprenden y arrastran en su lenta marcha grandes volúmenes de fragmentos de roca y suelo de todos tamaños, desde grandes bloques redondeados con volumen de varios metros cúbicos, hasta finas partículas de limo y arcilla. Al fundirse el hielo hacia el final de su recorrido libera su carga de fragmentos formando los depósitos de suelos glaciales, geológicamente conocidos como "*depósitos de morrena*". Según su posición relativa en el valle glacial, estos depósitos reciben nombres como "*morrena de fondo, morrena lateral o morrena terminal*", si fueron sedimentados, respectivamente, en el fondo del valle, en las laderas, o al final de la corriente de hielo, donde se inició el período de fusión. Posteriormente, el agua producida por el deshielo lava los fragmentos de tamaño menor, gravas, arenas, limos y arcillas acarreándolas y depositándolas a lo largo de los cauces fluviales o en los lagos o mares donde los ríos desembocan, formando así los depósitos de *suelos glacio-fluviales, glacio-lacustres o glacio-marinos.* Este proceso de erosión y depositación se observa actualmente en los límites de los casquetes polares y en los glaciares de montaña existentes en las regiones de nieves perpetuas, pero los suelos de este origen cubren grandes extensiones de los hemisferios norte y sur, en latitudes mayores de unos 40°, que correspondieron a los límites del avance de los casquetes polares durante la última glaciación, cuyo proceso de fusión y retracción hacia

los polos de la tierra se inició hace unos 10,000 años. Aunque con menor importancia, también se encuentran suelos de origen glacial en latitudes menores, en planicies y montañas de gran altura, como *el Valle de Toluca y la Sierra de Las Cruces, en México.*

Los suelos de morrena son de textura muy variable, desde granular muy gruesa hasta textura fina; *su estructura es generalmente heterogénea, aunque también pueden presentar estratificación*; la compacidad de las morrenas de textura gruesa suele ser *muy alta, pero muy heterogénea,* como ocurre en algunos de estos depósitos identificados en el Valle de Toluca; mientras que las morenas estratificadas y de textura fina presentan baja compacidad. Por otra parte, los suelos de los depósitos glacio-fluviales muestran *texturas granulares de tamaños fino a grueso, con estructura de baja compacidad y heterogénea.* En cambio, por su forma de depositación, los suelos glacio-lacustres y los glacio-marinos exhiben *texturas finas y una estructura estratificada y de baja compacidad*; cada estrato es razonablemente homogéneo en el sentido horizontal, pero sus características varían de un estrato a otro.

Suelos piroclásticos

Son el resultado de la acumulación de fragmentos o partículas no cementadas lanzadas al aire por las erupciones volcánicas, lo que equivale a decir que representan la fase no cementada de las rocas piroclásticas. Sin embargo, en la práctica no resulta fácil establecer una frontera clara entre los suelos y las rocas de origen piroclástico, ya que estos suelos poseen una ligera cementación entre sus partículas, por lo que se les considera como *suelos cohesivo-friccionantes*; es decir que la resistencia que oponen al desplazamiento relativo de sus partículas es originada por la cohesión derivada de la cementación y por la fricción entre ellas. No obstante esta situación no constituye un motivo de confusión, ya que, en estos casos de frontera su comportamiento mecánico es el de un *material cohesivo-friccionante,* independientemente de que se consideren como *suelo duro o como roca blanda.* De hecho, los depósitos piroclásticos están formados por una sucesión de estratos de tobas blandas o duras, cementadas, intercaladas con capas de arenas o gravas, de fragmentos de pómez o de finas partículas de vidrio volcánico, débilmente cementadas o sin cementación alguna.

Las cenizas y fragmentos producidos por la erupción volcánica son transportados por el viento y depositados por gravedad, pudiendo caer sobre el cono del propio volcán o a gran distancia de él, según el tamaño de los fragmentos, la velocidad con que son lanzados por el volcán y la velocidad del viento. Pueden caer y depositarse sobre la superficie del terreno o sobre cuerpos de agua lacustres o marinos.

La textura puede variar desde fina a gruesa y su estructura suele ser heterogénea cerca del cono volcánico, o estratificada lejos de él. La depositación en agua produce segregación de las partículas por tamaños. La compacidad varía de media a alta. Son generalmente suelos de buena estabilidad y baja compresibilidad.

Suelos orgánicos

La materia orgánica de origen vegetal, que se acumula sobre la superficie del terreno en los bosques o en el fondo de los pantanos y lagos someros, es descompuesta total o parcialmente por micro-organismos que la transforman en gases que escapan a la atmósfera; en compuestos solubles que son disueltos por el agua, y en *un residuo orgánico sólido denominado humus*, de color negro o café oscuro, constituido principalmente por lignina con algunas grasas, proteínas y minerales. En climas cálido-húmedos, la actividad microbiana es tan intensa que aun el humus es transformado en gases y residuos minerales. El humus es un material coloidal de propiedades físico-químicas semejantes a las de los coloides minerales que constituyen las partículas de arcilla, aunque exhiben menor plasticidad que éstas. La acumulación de estos residuos orgánicos, descompuestos o en proceso de descomposición, forma *depósitos conocidos como turbas*, normalmente asociados con ambientes de pantano, cuyo espesor puede alcanzar más de 30 metros. Las turbas pueden contener cantidades variables de partículas de suelo mineral depositadas en el agua simultáneamente con el proceso de formación del depósito orgánico. Cuando las partículas minerales aportan *más de el 50% del peso seco total se acostumbra llamarles suelos orgánicos* y, con frecuencia, se emplean los términos *limo orgánico o arcilla orgánica*, según predomine uno u otro tamaño de partículas minerales.

Los suelos orgánicos y las turbas son generalmente de estructura estratificada y de muy baja compacidad, por lo cual poseen baja resistencia y son muy compresibles. Como ejemplo interesante de un depósito de esta naturaleza se menciona el caso de un área ubicada al oriente del Lago de Texcoco, en el Valle de México, donde el espesor de las turbas excede los 30 m. Esta zona se denomina localmente *"Las Tembladeras"*, porque basta el paso de una persona caminando en la superficie para hacerlas vibrar.

Capítulo 1-3 38

Sistema unificado de clasificación de suelos 38

Necesidad de un sistema geotécnico de clasificación de suelos 38

Historia del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos *39*

Fundamentos del SUCS 39

Propiedades asociadas a cada fracción de suelo 40

Propiedades de la fracción gruesa 40

Graduación granulométrica *41*

Porosidad *41*

Compacidad *42*

Compresibilidad *42*

Resistencia al esfuerzo cortante. *43*

Permeabilidad *43*

Propiedades de la fracción fina 44

El limo *44*

La arcilla *44*

Plasticidad de la fracción fina 46

Límites de consistencia. *46*

Límite líquido. *46*

Límite plástico *47*

Indice de plasticidad *47*

Límite de contracción *47*

Adherencia del agua a las partículas del suelo. *48*

Arcilla. *48*

Limo *50*

Prueba de agitado *50*

Cohesión aparente *50*

Propiedades mecánicas de la fracción fina..... 51
Compresibilidad.....51
***Limos no plásticos*.....51**
***Arcillas*.....52**
El asentamiento en el tiempo.....53
Resistencia de los suelos finos al esfuerzo cortante.....53
***Limos y arenas finas no plásticos*.....53**
***Arcillas*.....54**
Permeabilidad de los suelos finos.....54
Descripción del Sistema Unificado 55
***Suelos gruesos*.....57**
***Suelos finos*.....58**
Turba *(símbolo Pt)*.....59
Adaptabilidad de los suelos como materiales de cimentación
.....59
***Gravas y arenas limpias*.....59**
***Gravas y arenas con finos*.....61**
***Suelos gruesos de frontera*.....61**
***Limos y arcillas de baja plasticidad*.....62**
***Limos y arcillas de alta plasticidad*.....62**
***Turbas*.....63**

Capítulo 1-3

Sistema unificado de clasificación de suelos

Necesidad de un sistema geotécnico de clasificación de suelos

En páginas anteriores se describe un criterio de clasificación de los suelos basado en el conocimiento de los *fenómenos geológicos que dan origen a su formación*: entre ellos:

- *La meteorización de las rocas y las explosiones volcánicas*, que producen la fragmentación y la alteración de las rocas
- *La erosión y el transporte de esos productos de la meteorización*, por los vientos, los ríos, los glaciares y la gravedad, que los depositan a lo largo de sus trayectorias, en cuerpos de agua lacustres o marinos, o al pie de las montañas.
- *La descomposición bioquímica de la materia vegetal* cuyos residuos orgánicos se acumulan en depósitos casi libres de contaminación por partículas minerales.

Los depósitos de suelos así formados adquieren *características de textura y estructura estrechamente relacionadas con el origen geológico, el medio de transporte y el ambiente en el que se depositan*; estas características permiten la posibilidad de clasifi-carlos en grupos que tienen *el mismo origen geológico* y que presentan *texturas y estructuras semejantes*, las cuales están relacionadas con ciertos *intervalos de propiedades mecánicas e hidráulicas*, como puede apreciarse en la tabla *1–4*. En esta tabla se observa que los intervalos de las propiedades de suelos con un mismo origen geológico pueden variar dentro de límites muy amplios y que presentan grandes zonas de traslape entre los diferentes grupos de suelos. Esto es de esperarse, *dado el gran número de combinaciones posibles de los diferentes fenómenos geológicos que actúan, con distinta intensidad y duración, sobre una amplia gama de rocas y en condiciones muy diversas de clima y de topografía de la superficie terrestre.*

Por otra parte, en las aplicaciones de la Geotecnia a la solución de los problemas prácticos de la Ingeniería Civil, se hace necesario clasificar los suelos en grupos cuyas propiedades mecánicas puedan definirse en intervalos de valores más estrechos y con menor traslape entre grupos. Esta necesidad ha llevado a proponer varios sistemas de clasificación de los suelos. Entre ellos, el de uso más generalizado, para los fines de la Geotecnia, es el conocido como Sistema Unificado de Clasificación de Suelos *(SUCS)*.

Historia del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Este sistema fue desarrollado y puesto en práctica por el Profesor Arthur Casagrande durante los años de la segunda guerra mundial, cuando el Cuerpo de Ingenieros del Ejército Estadounidense *(USACE)* tuvo que construir un gran número de aeropuertos militares en diversos y apartados lugares del mundo. La sencillez del sistema y su facilidad para aplicarlo con razonable precisión efectuando pruebas manuales simples, sin necesidad de un laboratorio, contribuyó a su rápida adopción y adaptación a la práctica de la construcción de este tipo de aeropuertos. Después de la guerra, el sistema de clasificación fue perfeccionado y su uso se extendió al campo de las presas de tierra, a las obras de navegación fluvial y marítima, a las carreteras, a las cimentaciones de puentes y edificios y a las obras subterráneas. En 1952, fue adoptado conjuntamente por El U S Bureau of Reclamation y el U S Army Corp of Engineers, dándole el nombre de ***Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)***. Algunos años más tarde, la American Society for Testing and Materials (ASTM) y la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones también decidieron adoptarlo, convirtiéndose así en el lenguaje internacional para el intercambio de información, que hoy se usa en todas las publicaciones relacionadas con la Ingeniería Civil y la Geotecnia.

Fundamentos del SUCS

El *SUCS* divide a los suelos en grupos que exhiben intervalos de propiedades mecánicas e hidráulicas semejantes, basándose en los siguientes conceptos:

1. Los suelos están formados por un conjunto de partículas cuyo tamaño puede variar en un intervalo muy amplio, que va desde *los cantos rodados, con más de 15 cm de diámetro equivalente, hasta las partículas de arcilla coloidal, con menos de dos micras, que son visibles solamente con la ayuda de un microscopio electrónico.* Entre estos extremos se encuentran intervalos de tamaños que se denominan*: gravas, arenas, limos y arcillas.*

2. Las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos son el resultado de *la interacción de sus partículas.* La interacción depende de:
   - *La granulometría*, dada por las proporciones relativas de los diferentes tamaños de las partículas.
   - *La plasticidad*, que es una propiedad físico-química de las partículas coloidales contenidas en la fracción más fina del suelo, constituida por partículas menores de *0.075 mm;* este es el intervalo de tamaños asignado *al limo y la arcilla.*

Con base en estos dos conceptos, el *SUCS* separa, arbitrariamente, a las partículas de suelo, por su tamaño, en dos grandes fracciones, utilizando para ello un cedazo con malla número 200 *(200 hilos por pulgada)*, cuya abertura neta es de *0.075 mm.* Las partículas retenidas en esta malla forman lo que se denomina *la fracción gruesa*, y las que pasan por ella, *la fracción fina.*

Propiedades asociadas a cada fracción de suelo

Antes de entrar en detalles del Sistema Unificado, es de utilidad práctica comprender las diferencias en *las propiedades mecánicas e hidráulicas de la fracción gruesa y de la fracción fina* de los suelos, especialmente en lo concerniente *a la compresibilidad, a la resistencia al corte y a la permeabilidad.*

Propiedades de la fracción gruesa

Cuando un suelo está constituido predominantemente por granos cuyo tamaño es mayor de *0.075 mm (más de 95% de su peso retenido por la malla #200),* se le denomina comúnmente:

Suelo de textura gruesa
Suelo granular grueso, o simplemente,
Suelo grueso.

Graduación granulométrica

Es la distribución de los diferentes tamaños de los granos del suelo. Una buena graduación representa la presencia de una amplia gama de tamaños, mientras que una mala graduación corresponde a la predominancia de partículas de un solo tamaño o a la carencia de uno o varios intervalos de tamaños. *Los suelos de origen eólico son ejemplos frecuentes de mala graduación, caracterizada por la predominancia de partículas de tamaño uniforme, mientras que los depósitos fluviales y los piroclásticos, suelen tener partículas de diversos tamaños, que les dan una mejor graduación.*

En los suelos de buena graduación, los granos tienen un mayor número de contactos y, por tanto, desarrollan mayor fricción que los suelos mal graduados.

Porosidad

La porosidad de cualquier suelo, independientemente del tamaño de sus partículas, se expresa como una relación entre el volumen de los huecos, o poros del suelo, también denominado *volumen de vacíos* (V_v), con respecto al volumen total de un espécimen del suelo *(V)*, expresado en porcentaje, según la ecuación:

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100$$

La porosidad de la *fracción gruesa* de los suelos varía entre *30%, para la condición más compacta (alta compacidad),* típica de rellenos artificiales de suelos granulares bien compactados por un rodillo vibratorio pesado, y *50%*, para la *condición más suelta (compacidad nula),* que se obtiene cuando estos suelos son colocados a volteo, *sin compactación alguna.* La compacidad natural de los depósitos de suelos de textura gruesa suele variar dentro de estos dos límites.

Compacidad

La compacidad de un suelo no es sino otra forma de expresar la porosidad; a medida que la porosidad es menor, la estructura del suelo es más compacta y viceversa. La compacidad natural de un depósito de suelo granular ejerce gran influencia en sus propiedades mecánicas y por tanto, en el comportamiento del suelo como material de apoyo para una cimentación. En los suelos granulares gruesos (gravas y arenas) la compacidad se expresa en términos relativos, como un porcentaje de la condición más compacta que la estructura de cada suelo puede alcanzar, así, una *compacidad relativa de 100% corresponde a la estructura más compacta y 0% a la más suelta que ese suelo particular puede tener.* En el *capítulo 1–5* se explica la manera de medir la compacidad relativa de los suelos granulares en el laboratorio y en el *capítulo 1–4* la determinación aproximada de esta propiedad a partir de los métodos de exploración y muestreo en el campo.

La compacidad relativa es una propiedad de importancia fundamental en *la capacidad de carga y el asentamiento de las cimentaciones y en la estabilidad de las excavaciones* en depósitos de suelos granulares; cuando están bien graduados y compactos *son excelentes materiales de cimentación.* En contraste, cuando tienen una baja compacidad, como las arenas uniformes y sueltas de los depósitos de dunas, no solamente exhiben *baja capacidad de carga,* sino también *alta compresibilidad y gran susceptibilidad al colapso brusco de su estructura por efectos de la saturación o del sismo.*

Compresibilidad

La deformación de los suelos bajo la acción de cargas aplicadas se produce, principalmente, por la *reducción del volumen de los poros,* pues la deformación propia de las partículas es despreciable ante los niveles de esfuerzos comúnmente aplicados por las obras de Ingeniería. Es por ello que se habla de *compresibilidad volumétrica* como sinónimo del cambio de volumen de los poros del suelo al someterlo a un incremento de presión. Esta propiedad depende de la porosidad de los suelos.

En general, los suelos gruesos, sin finos, *de alta compacidad relativa (mayor de 90%), tienen muy baja compresibilidad;* razón por la cual los asentamientos de las cimentaciones apoyadas sobre ellos son de

importancia estructural menor. En cambio, cuando tienen *estructura suelta (compacidad relativa menor de 20%), pueden generar asentamientos diferenciales de las cimentaciones que producen daños estructurales;* especialmente en zonas sísmicas, en donde las fuerzas oscilantes de los sismos causan el reacomodo de los granos de suelo que, al reducir bruscamente su volumen, inducen asentamientos diferenciales dañinos a las edificaciones.

Resistencia al esfuerzo cortante.

Es la resistencia que oponen los granos del suelo a ser desplazados unos respecto a otros por una fuerza cortante aplicada. En los suelos gruesos carentes de cementación, esta resistencia se deriva solamente de la fricción que se desarrolla en los puntos de contacto entre los granos. La magnitud de la *resistencia friccionante* es función de la presión de contacto y del coeficiente de fricción entre los granos. *El coeficiente de fricción*, a su vez, depende de:

La rugosidad de las superficies de los granos
La forma y el tamaño de los granos
La graduación de los diferentes tamaños
La compacidad del arreglo estructural de las partículas.

Estas características de los granos y de su estructura son consecuencia *del origen geológico del suelo.* Por ejemplo: En los suelos de origen fluvial, los granos suelen ser *de formas redondeadas y tener superficies pulidas por la abrasión producida por el frotamiento entre ellos al ser transportados por la corriente fluvial.* En los suelos piroclásticos, en cambio, la acción abrasiva del transporte por el aire es casi imperceptible, por lo que *los granos son de formas angulosas y tienen superficies rugosas;* estas características les dan a los suelos piroclásticos mayor *fricción intergranular* que la de los suelos fluviales.
La medición de la resistencia al corte de los suelos y de los factores la afectan es el tema del *capítulo 1–8.*

Permeabilidad

La velocidad *(v)* con la que el agua fluye en un suelo, bajo un gradiente hidráulico *(i)* igual a la unidad, se define como *la permeabilidad del suelo (k),* y se expresa *en cm/seg,* de acuerdo con la ley de Darcy:

$$v = k\,i$$

La permeabilidad está relacionada directamente con el tamaño de los poros del suelo, el cual, a su vez, depende del tamaño de las partículas, de su graduación y de su compacidad. Esta propiedad hidráulica de los suelos es de gran importancia práctica en la Ingeniería de Cimentaciones. Por ejemplo:

Cuando se tienen que hacer excavaciones en suelos granulares gruesos, que contienen *menos de 12%* de partículas finas, y la profundidad de la excavación es mayor que la del nivel del agua freática, se requiere de instalaciones especiales de bombeo para abatir el nivel del agua, antes de iniciar los trabajos de excavación, con el fin de mantener seca y estable la zona de construcción de la estructura de cimentación. El tipo de bombas, la separación y profundidad de los pozos y la capacidad del equipo de bombeo pueden variar considerablemente, dependiendo de la permeabilidad del suelo. Si el suelo estuviera formado por partículas comprendidas entre las mallas *#4 y #40 (4.75 mm y 0.425 mm),* se requeriría una instalación de bombeo cuya capacidad sería unas *30 veces mayor* que la requerida si el rango de tamaños de la arena estuviera comprendido entre las mallas *#40 y#200 (0.425 mm y 0. 075 mm).* Pero si el suelo fuera una *grava con granos de 4.75 mm a 50 mm, o más,* el control del flujo del agua por bombeo resultaría impráctico y sería necesario adoptar otro método de construcción diferente. El *capítulo 1–6* presenta este tema con mayor detalle.

Propiedades de la fracción fina

En la fracción formada por pequeñas partículas que pasan por la malla *#200 (0.075 mm),* se distinguen dos intervalos de tamaños: el limo y la arcilla.

El limo

Sus partículas varían de tamaño desde *2 hasta 75 micras,* son fragmentos de roca finamente molida que conservan la composición química y cristalográfica de las rocas originales.

La arcilla

Sus partículas, que son producto de la descomposición química de las

rocas, no conservan la composición química ni cristalográfica de las rocas originales. Las partículas coloidales, *menores de 2 micras*, solo son visibles con la ayuda de un microscopio electrónico.

Más que el tamaño de las partículas, la característica que mejor distingue a ambos intervalos de tamaños es *su plasticidad en presencia de agua*, que se manifiesta de manera diferente en cada intervalo. Así:

- *La arcilla*, formada por partículas extremadamente finas, *es plástica, blanda y fácilmente moldeable, pero al secar se endurece y reduce su volumen.* Las arcillas más plásticas están consti-tuidas predominantemente por partículas coloidales, como las de los suelos lacustres del Valle de México; al secarse, adquieren una gran resistencia a la tensión y a la compresión, *lo que indica una gran cohesión* entre sus partículas. Por el contrario, si su contenido de agua aumenta, el volumen crece y la resistencia disminuye.

- *El limo*, en cambio, cuando no está mezclado con partículas de arcilla, se agrieta al moldearlo con agua, y al secarlo se pulveriza fácilmente al comprimirlo entre los dedos dando al tacto una sensación de talco; esto implica que, al secarse completamente, *la cohesión entre las partículas del limo es despreciable.*

En la naturaleza, son comunes los depósitos de suelos finos formados por una mezcla de limo y arcilla, y se les clasifica, según su plasticidad, en rangos que van desde los *limos no plásticos*, carentes de arcilla: como *el polvo de roca,* de origen glacial, o los depósitos de *loess* de origen eólico, hasta las *arcillas de alta plasticidad* constituidas predominantemente por coloides: como *el caolín*, usado ampliamente en la fabricación de porcelana, o *las arcillas blandas y altamente compresibles* que constituyen el suelo de cimentación en una gran área de la Ciudad de México. Entre esta amplia gama de suelos existen otros, denominados *limos de baja plasticidad, limos de plasticidad media, arcillas de baja plasticidad y arcillas de plasticidad media.* De aquí deriva la importancia de *la medición de la plasticidad de los suelos finos* como base del criterio de clasificación propuesto por Casagrande para el *SUCS.*

Plasticidad de la fracción fina.

La medición de la plasticidad en el laboratorio se realiza mediante una serie de sencillas pruebas propuestas por Atterberg (), como un índice de la trabajabilidad de los suelos agrícolas por los instrumentos de labranza. En la Geotecnia, los *límites de consistencia,* definidos por Atterberg son también de importancia práctica, puesto que permiten cuantificar la variación de la consistencia de los suelos finos en función de su contenido de agua; esta variación está directamente relacionada *con el contenido de partículas coloidales y el tipo de coloides*, y estos dos factores, unidos al contenido de agua, influyen de manera fundamental en las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos finos.

Límites de consistencia.

La descripción detallada de la ejecución de los ensayes de laboratorio para la determinación de los límites de consistencia puede consultarse en las referencia(). A continuación se explican los conceptos básicos del comportamiento de los suelos finos en función del contenido de agua que conducen a la definición de los límites de Atterberg, o límites de consistencia, que son básicos para la aplicación del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos *(SUCS).*

Límite líquido.

Si se coloca en la palma de la mano una cucharada de suelo fino seco y se le agrega agua con un gotero, llega el momento en el que la mezcla de suelo y agua adquiere una consistencia líquida. Si se amasa entre los dedos, permitiendo que el agua se evapore, la mezcla comienza a adquirir la consistencia de una pasta blanda, es decir, una consistencia plástica, en esta condición se dice que el suelo se encuentra en *el límite que separa a la consistencia líquida de la consistencia plástica*; al contenido de agua en este momento se le llama *límite líquido (LL).* La resistencia al corte del suelo en este límite es apenas de unos $10\ gr/cm^2$.

El contenido de agua *(w)* de un suelo cualquiera se expresa como la relación entre el peso de agua que contiene el suelo (W_w) y el peso del suelo seco (W_s), en %.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Se considera un suelo de alta plasticidad cuando su límite líquido es *LL>50%*. Las arcillas blandas y muy compresibles del Valle de México llegan a valores de *LL mayores de 600%*.

Límite plástico

El comportamiento plástico permite moldear el suelo entre los dedos sin que se agriete. Pero al continuar perdiendo agua por evaporación, llega el momento en el que al comprimirlo entre los dedos se comienza a agrietar; es decir, cambia a una consistencia frágil. Al contenido de agua del suelo en este momento se le llama *límite plástico (LP)*.

Indice de plasticidad

Es la diferencia entre los contenidos de agua correspondientes a los límites líquido y plástico:

$$IP = LL - LP$$

e indica el intervalo de variación del contenido de agua dentro del cual el suelo *mantiene una consistencia plástica*; su magnitud es un reflejo del contenido de *arcilla coloidal* del suelo fino. En un suelo formado totalmente por arcilla coloidal el índice de plasticidad es muy amplio, mientras que en un limo puro, carente de arcilla este índice es prácticamente nulo. *En las arcillas del Valle de México el índice de plasticidad puede alcanzar valores mayores de 500%.*

Tanto el límite líquido *LL*, como el índice de plasticidad *IP*, son utilizados en el *SUCS* para clasificar los suelos finos según su plasticidad, y estos parámetros se relacionan también con *la compresibilidad*, como se explica más adelante.

Límite de contracción

Al llegar el contenido de agua al límite plástico, se moldea manualmente un pequeño prisma de suelo de base aproximadamente cuadrada y una altura de unas 2 veces el lado de la base; se mide la altura con un micrómetro y se deja secar en un horno eléctrico, a baja temperatura *(105°C)*. Se podrá observar que el prisma de suelo se contrae al secarse. Si se mide periódicamente la longitud del prisma se podrá detectar cuándo deja de contraer su volumen. El contenido de agua del suelo en

ese momento se llama *límite de contracción*. Se observará también que el suelo se endurece y se comporta como un sólido rígido. Tanto la magnitud de la contracción como la resistencia a la compresión del prisma son indicativos del contenido de coloides. Un suelo fino carente de coloides *(limo no plástico)*, mostrará una *contracción despreciable y una muy débil resistencia a la compresión del suelo seco*, pudiendo ser fácilmente aplastado y pulverizado entre los dedos, lo que indica una débil cohesión entre las partículas. En cambio, una arcilla de alta plasticidad *(abundancia de coloides)*, mostrará una *contracción notoria a la simple vista y una alta resistencia a la compresión del suelo seco*, que puede exceder de *20 Kg/cm²*, lo que indica el desarrollo de una fuerte cohesión entre las partículas de la arcilla. La resistencia del suelo seco es una característica que permite distinguir manualmente los limos de las arcillas. Pero, ¿ a qué se debe esta diferencia de resistencia de los suelos finos al secarse?

Adherencia del agua a las partículas del suelo.

Arcilla.

Las partículas coloidales de arcilla son de tamaño muy pequeño (1 a 2 μ) visibles solo con el microscopio electrónico, están consti-tuidas por una cuantas capas de moléculas que se asocian formando placas, algunas veces de forma alargada como agujas, otras rectangulares o hexagonales, dependiendo de la composición química de las moléculas. El espesor de las placas alcanza apenas una a dos décimas de micra y su longitud una a dos micras. El arreglo molecular interno de cada placa es tal que sus superficies exhiben cargas eléctricas negativas y son capaces de atraer a las moléculas bipolares de agua y a los iones minerales u orgánicos, de carga positiva, que se encuentran en el agua del suelo, como ilustra esquemáticamente la figura *1–2*.

El agua se adhiere a las partículas coloidales formando una película de varias moléculas de espesor, a la que se llama *agua adsorbida*. Las moléculas de agua adsorbida más cercanas a la superficie del coloide son atraídas con mayor fuerza, mientras que las más lejanas son atraídas con fuerza decreciente con el cuadrado de la distancia que las separa de la superficie coloidal.

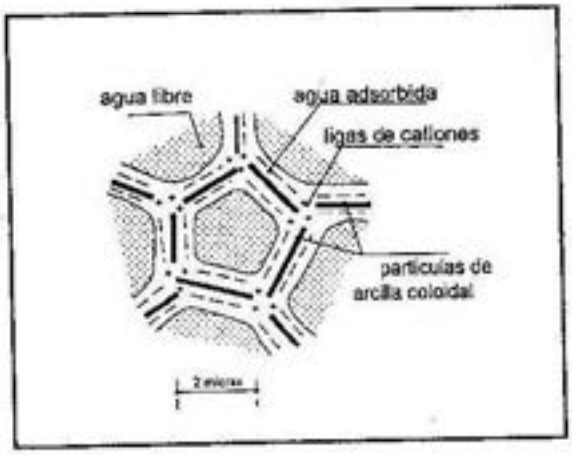


Figura 1–2. Esquema de estructura coloidal de arcilla de alta plasticidad.

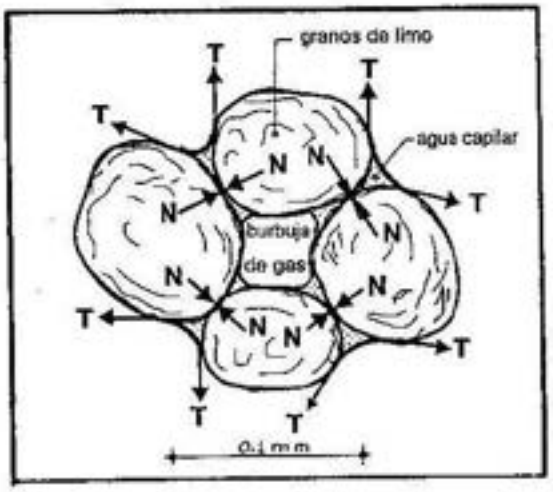


Figura 1–3. Estructura granular de partículas de limo no plástico.

De esta manera, *el contacto entre los coloides de arcilla se realiza a través de las películas de agua adsorbida y de algunos puentes eléctricos formados por iones positivos (cationes)* de elementos polivalentes: como el calcio, el magnesio, el aluminio o el fierro, u otros monovalentes: como el hidrógeno, el potasio o el amonio; todos ellos más o menos abundantes en el agua de los suelos. De acuerdo con este esquema, cuando el contenido de agua de una arcilla de alta plasticidad es igual o mayor que su límite líquido, los coloides se encuentran separados por varias capas de moléculas de agua, a una distancia tal que las fuerzas de atracción molecular entre las partículas son muy débiles y el suelo muestra la consistencia de un líquido. A medida que disminuye el contenido de agua, el espesor de la *capa de agua adsorbida* disminuye y la distancia entre los coloides también, aumentando con ello las fuerzas de atracción entre las partículas minerales y, consecuentemente, la consistencia del suelo. En el límite de contracción, la película de agua adsorbida es tan delgada y los puentes eléctricos de cationes tan fuertes, que la atracción entre los coloides desarrolla una *alta cohesión que se traduce en alta resistencia a la compresión.* Por ello es común llamar *suelos cohesivos* a los que están formados predominantemente por partículas de arcilla.

Limo

El limo está formado por partículas minerales que poseen una estructura molecular eléctricamente neutra, como la de las rocas que les dieron origen. Es decir que, la superficie de las partículas no exhibe cargas eléctricas no balanceadas, como los coloides de la arcilla. Por ello, las moléculas de agua no se adhieren a los granos de limo con tanta fuerza como el agua adsorbida por las partículas coloidales. El contacto entre los granos de limo es directo, de grano a grano, como ilustra la figura *1–3*. Cuando está completamente saturado de agua, o completamente seco, carece de cohesión. Al secarse completamente se pulveriza fácilmente entre los dedos; en cambio, cuando su contenido de agua está en el límite líquido, muestran un comportamiento muy especial, que comprueba la escasa adherencia del agua al suelo. Este comportamiento se produce manualmente, mediante *la prueba de agitado*, que se realiza de la siguiente manera:

Prueba de agitado

Colóquese sobre la palma de la mano un montoncito de limo seco y agregue agua, poco a poco, con un gotero. Se observará que el suelo absorbe el agua rápidamente, hasta cuando se va acercando a la saturación; continúe agregando agua, esperando a que cada gota sea absorbida, hasta que la última gota se absorba muy lentamente y desaparezca el brillo de la superficie del suelo. En seguida agite la mano con movimientos horizontales y observará que la superficie del suelo se torna brillante nuevamente, indicando que el agua ha vuelto a la superficie. Encoja ligeramente la palma de la mano y observe que el brillo desaparece nuevamente. Esta sencilla prueba muestra la gran movilidad del agua del suelo, *debida a la escasa adherencia de ésta a los granos de limo.*

Cohesión aparente

A partir de la condición saturada de la prueba anterior, si se permite que el agua se evapore, se notará que el suelo comienza a adquirir consistencia, desarrollando cierta cohesión, pero se agrieta al oprimirlo entre los dedos, mostrando un comportamiento frágil. Si el contenido de agua sigue disminuyendo, el grado de saturación irá también bajando, pero aumentará la consistencia, lo cual indica un incremento correspondiente de la cohesión entre las partículas de limo. La figura *1–3*

ilustra esquemáticamente el desarrollo de este fenómeno. En los contactos entre los granos de limo el agua débilmente adherida a ellos se retrae formando superficies curvas semejantes a los meniscos que se forman en la superficie del agua que asciende en un tubo capilar. La *tensión capilar* generada en los meniscos del agua del suelo parcialmente saturado induce en los contactos de los granos *una presión* que, multiplicada por el coeficiente de fricción intergranular, se traduce en una *resistencia friccionante.* Si continúa disminuyendo el contenido de agua, los meniscos se retraen cada vez más, disminuyendo su radio de curvatura y aumentando la tensión capilar y, con ella la resistencia friccionante. Finalmente, al secarse totalmente el suelo, desaparecen los meniscos capilares y también la resistencia friccionante. *La resistencia friccionante desarrollada por la tensión capilar en el limo parcialmente saturado se ha interpretado como una cohesión; de aquí el nombre de cohesión aparente,* ya que no se origina en una cementación real de las partículas de limo, sino en las fuerzas capilares que desaparecen al secarse el suelo o al saturarse completamente. *La temporalidad de esta cohesión aparente y su variación con el grado de saturación del suelo no significa que sea un fenómeno irreal.* Como ejemplo, existen casos notables de excavaciones realizadas en los depósitos volcánicos de limos arenosos del suroeste del Valle de México, en las que se hicieron cortes verticales de más de *30 m* de altura, que han permanecido estables durante varios años, gracias a su cohesión aparente; pero, debido a encharcamientos locales producidos por lluvias intensas, algunos de estos taludes han sufrido deslizamientos al disminuir la cohesión aparente a causa de la saturación del suelo.

Propiedades mecánicas de la fracción fina

Compresibilidad

Limos no plásticos

La compresibilidad de los limos, así como de las arenas finas, es una función de la porosidad. En su estado más compacto, la porosidad puede ser de *45% a 50%,* mientras que en el estado más suelto puede alcanzar valores de *65% a 70%* . Cuando poseen *alta compacidad (porosidad <50%),* su compresibilidad es relativamente baja, aunque mayor que la

de los suelos gruesos compactos. En esta condición, constituyen *buenos materiales de cimentación* hasta para edificaciones con cargas de intensidad media, (5 a 6 niveles). Por el contrario, cuando los limos tienen *baja compacidad (porosidad mayor de 65%), y están saturados,* producen asentamientos importantes que se presentan durante el período de construcción. Cuando, además de tener *baja compacidad, están parcialmente saturados,* el asentamiento se produce en dos etapas: la primera, de menor magnitud que la segunda, se va desarrollando a medida que se incrementa la carga aplicada durante la construcción de la edificación, y la segunda, la más importante, *se presenta bruscamente,* después de la construcción, *si el suelo se satura* por inundación de la superficie o por ascenso del nivel freático. Esta segunda etapa del asentamiento se debe a que, *al saturarse el suelo, pierde la cohesión aparente* y se produce el reacomodo brusco de las partículas de limo que poseen una estructura suelta. Este fenómeno ha dado lugar a que se les denomine a los *limos y las arenas finas limosas parcialmente saturados, suelos colapsables.* Debe aclararse que no se trata de un tipo especial de suelo, sino de la conjunción de *una alta porosidad con un una condición inicial de saturación parcial,* que da al suelo una cohesión aparente, la cual se pierde con la saturación total si ésta se presenta después de la construcción. Este conjunto de condiciones puede producirse en cualquier limo no plástico, o en mezclas de arena fina con limo no plástico.

Arcillas

La porosidad de estos suelos puede variar entre *50% y 93%.* El valor máximo corresponde a las arcillas más plásticas, blandas y compresibles del Valle de México, en las que las partículas sólidas son en su mayoría coloides y ocupan solamente el *7%* del volumen total del suelo, el resto del volumen está ocupado por agua, como ilustra la figura *1–2.* El valor mínimo de la porosidad es típico de las *arcillas de baja plasticidad,* en las que la fracción coloidal aporta solamente de *10% a 15%* del peso de suelo seco, cuya estructura ha sido consolidada bajo fuertes presiones a través de su historia geológica. La compresibilidad de las arcillas menos plásticas y menos porosas *(más consolidadas)* es semejante a la de un limo compacto; pero este valor puede ser unas *10 veces mayor* en las arcillas de más alta plasticidad y porosidad *(menos consolidadas).* Es interesante mencionar que, la compresibilidad para toda la gama de

suelos, desde las gravas y arenas más compactas, no cementadas, hasta las arcillas más plásticas, porosas, blandas y compresibles, puede variar en un intervalo de unas *100 veces*. Las arcillas del Valle de México son, en promedio, unas *50 veces* más compresibles que las arenas muy compactas.

El asentamiento en el tiempo

En las arcillas saturadas, el asentamiento de las cimentaciones se inicia desde el comienzo de la construcción de las estructuras y continúa por algún tiempo después de terminada la edificación, pudiendo prolongarse por muchos años. Este proceso está asociado a la *disminución de volumen* de la masa de arcilla bajo la cimentación y a la *velocidad con la que el agua de los poros del suelo puede ser expulsada*; esta velocidad es determinada por la *permeabilidad de la arcilla* y por el espesor de la masa afectada por los esfuerzos inducidos por la cimentación. Este es el fenómeno de *consolidación*, que será expuesto en páginas posteriores.

Resistencia de los suelos finos al esfuerzo cortante.

Limos y arenas finas no plásticos

La resistencia al corte de los suelos finos no plásticos *(limos, arenas finas y mezclas de éstos)* se deriva principalmente de la fricción entre sus diminutos granos. En ocasiones, llegan a adquirir una cohesión verdadera por cementación química de sus partículas, ya sea por depositación de sales en los contactos *(caliches)* o por reacción puzolánica entre las partículas de cenizas volcánicas finas *(cementación por hidratación)*. Cuando estos suelos son de origen fluvial o eólico, están formados por partículas redondeadas o subredondeadas y de superficies lisas, por lo que, la *fricción intergranular* es generalmente menor que en el caso en el que son de origen piroclástico; en este caso, los granos son angulosos y ásperos. En los suelos granulares finos, así como en todos los suelos granulares no plásticos, *la fricción intergranular varía con la compacidad.*

El comportamiento de los suelos finos no plásticos, como materiales de cimentación, depende de dos características importantes:

La cohesión aparente y la compacidad de su estructura.

La cohesión aparente se presenta *cuando no están saturados*. En esta condición, muestran una apariencia de suelos de buena capacidad de carga, *pero al saturarse, su capacidad puede disminuir considerablemente*, por la pérdida total de la cohesión aparente.

Por otra parte, *cuando están saturados y tienen una alta porosidad (baja compacidad), son altamente susceptibles a la licuación por la acción de los sismos*, o cualquier otra fuente de vibraciones. Este fenómeno es consecuencia de la *pérdida total de la resistencia friccionante* del suelo, que lo hace comportarse, temporalmente, como una masa líquida, carente de capacidad de carga. Por tanto, puede producirse el colapso total de cualquier estructura cuya cimentación se apoye sobre un *depósito de suelos finos, no plásticos, en estado suelto y saturados.*

Arcillas

La resistencia al corte de las arcillas es de naturaleza más compleja que la de los limos las arenas, puesto que la interacción de las partículas coloidales es el resultado de fuerzas cohesivas y no de fricción. Por ello, su discusión más detallada se presenta en los capítulos *1–7 y 1–8*, con el fin de facilitar su explicación. Pero es de interés comentar aquí que la resistencia de las arcillas al corte presenta los valores más bajos en la escala de resistencia de los suelos, por lo que estos suelos ofrecen las mayores dificultades en cuanto a la elección y el diseño del tipo de cimentación más adecuado, así como en cuanto a la definición racional de los procedimientos de construcción. No es de extrañar entonces que el estudio de las propiedades mecánicas de los suelos finos plásticos haya recibido tanta atención de los Investigadores y de los Ingenieros Geotecnistas.

Permeabilidad de los suelos finos.

Los suelos finos forman parte del grupo de los llamados *suelos de muy baja permeabilidad (frecuentemente llamados suelos impermeables)*; sin embargo, debe tenerse presente que entre los limos no plásticos y las arcillas más plásticas puede existir una relación de coeficientes de permeabilidad de unas *100 veces*. Esta diferencia de permeabilidades es de especial significado en el tiempo que tarda en producirse el asentamiento de una cimentación apoyada en suelos finos saturados, en

los cuales, la mayor parte del asentamiento va asociado a la disminución del volumen de los poros y la expulsión de un volumen igual del agua que contienen; la velocidad de la expulsión del agua de los poros *depende de la permeabilidad del suelo*, por lo que, *la velocidad del asentamiento es una función de la permeabilidad.* Algo semejante ocurre con el tiempo requerido para que evolucione la resistencia al corte de estos suelos saturados, al ser sometidos a la acción de los esfuerzos inducidos por una cimentación.

Descripción del Sistema Unificado

La tabla *1-5* muestra los diferentes grupos de suelos y su nomenclatura. Cada grupo de suelos se designa por un símbolo formado por literales que tienen los siguientes significados:

G = Gravel = Grava
S = Sand = Arena
W = Well graded = Buena graduación
P = Poorly graded = Mal graduada
M = Mohs = Limo
C = Clay = Arcilla
L = Low plasticity = Baja plasticidad
H = High plasticity = Alta plasticidad
O = Organic soil = suelo Orgánico
Pt = Peat = Turba

Los suelos se clasifican, primero, en dos grandes grupos:

Los suelos gruesos y los suelos finos.

Los suelos gruesos tienen más de 50%, en peso, de sus granos retenidos en la malla # *200 (mayores de 0.075 mm).*

Los suelos finos tienen más de 50%, en peso, de sus partículas que pasan a través de la malla # *200 (menores de 0.075 mm).*

TABLA 1-5

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS)

Suelos de textura gruesa (más de 50% retenido en la malla #200)			**Suelos de textura fina** (más de 50% pasa la malla #200)		
Gravas: más de 50% de gruesos retenidos en la malla #4 (menos de 5% finos)	**GW**	Grava limpia,* bien graduada	**LL < 50%** **Arcilla**: IP arriba de la línea A **Suelo Orgánico y Limo**: IP bajo la línea A	**ML**	Limo de baja plasticidad
	GP	Grava limpia,* mal graduada		**CL**	Arcilla de baja plasticidad
Arenas: más de 50% de gruesos pasa la malla #4 (menos de 5% finos)	**SW**	Arena limpia, bien graduada		**OL**	Orgánico de baja plasticidad
	SP	Arena limpia, mal graduada	**LL > 50%** **Arcilla:** IP arriba de la línea A **Suelo Orgánico y Limo:** IP bajo la línea A	**MH**	Limo de alta plasticidad
Gravas y Arenas con más de 12% de finos	**GM**	Grava limosa		**CH**	Arcilla de alta plasticidad
Limosa = finos de baja plasticidad	**GC**	Grava arcillosa		**OH**	Orgánico de alta plasticidad
Arcillosa = finos de alta plasticidad	**SM**	Arena limosa	**TURBA y Suelos Orgánicos** con más de 50% de materia orgánica		
	SC	Arena arcillosa			

*** Graduación granulométrica**

Coeficiente de uniformidad:

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

Coeficiente de curvatura:

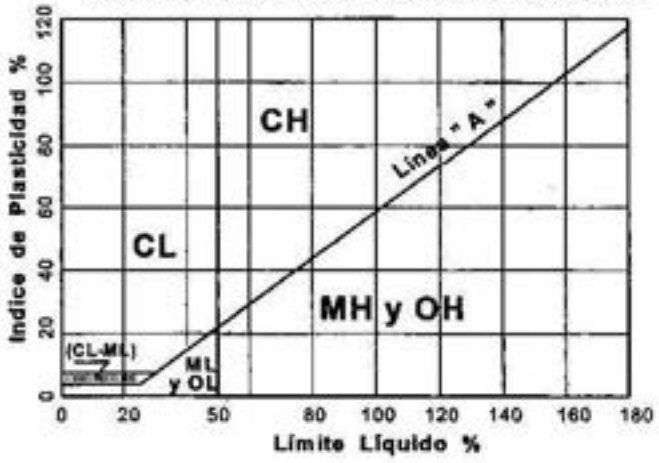
$$C_z = \frac{D_{30}^2}{D_{10}\ D_{60}}$$

Gravas bien graduadas: $C_u > 4$

Arenas bien graduadas: $C_u > 6$

Gravas o Arenas bien graduadas : $1 < C_z < 3$

CARTA DE PLASTICIDAD PARA SUELOS FINOS



Suelos gruesos

Se dividen, a su vez, en dos grupos:

Suelos gruesos limpios y suelos gruesos con finos.

Suelos gruesos limpios.- Menos de 5% de las partículas pasan la malla *#200.*

Suelos gruesos con finos.- Más de 12% de las partículas pasan la malla *# 200*

Dentro del grupo de los suelos gruesos se distinguen también *las gravas de las arenas*:

Las gravas (símbolo G), son aquellas en las que más de 50% de la fracción gruesa es retenida en la malla *# 4 (>4.25 mm)*

Las arenas (símbolo S), son aquellas en las que más de 50% de la fracción gruesa pasa la malla *# 4 (>4.25 mm).*

Para tomar en cuenta la graduación granulométrica, las gravas y las arenas limpias se dividen en los siguientes cuatro grupos:

Gravas bien graduadas (símbolo GW).- El coeficiente de uniformidad, C_u, debe ser mayor de 4, y el coeficiente de curvatura, C_z, debe estar comprendido entre 1 y 3. Véanse las definiciones de estos coeficientes en la tabla *1–5.*

Gravas mal graduadas (símbolo GP).- C_u es menor de 4, y C_z mayor de 3 o menor de 1.

Arenas bien graduadas (símbolo SW).- C_u es mayor de 6, y C_z comprendido entre 1 y 3.

Arenas mal graduadas (símbolo SP).- C_u es menor de 6, y C_z mayor de 3 o menor de 1.

Dentro del grupo de los suelos gruesos con finos se distinguen también cuatro subgrupos, *según la plasticidad de las partículas que constituyen la fracción fina*:

Grava limosa (símbolo GM).- Mezclas de grava, arena y limo no plástico. Véase la definición de limo más adelante, y en la tabla *1–5 (ML y MH).*

Grava arcillosa (símbolo GC).- Mezclas de grava, arena y arcilla. Véase la definición de arcilla más adelante, y en la tabla *1–5.*

Arena limosa (símbolo SM).- Mezclas de arena y limo.

Arena arcillosa (símbolo SC).- Mezclas de arena y arcilla.

Suelos finos

Se subdividen también en dos grupos, según la magnitud del límite líquido:

Limos y arcillas de baja plasticidad, cuyo límite líquido *(LL)* es menor de 50%
Limos y arcillas de alta plasticidad, cuyo límite líquido *(LL)* es mayor de 50%.

Dentro del primer grupo se encuentran los siguientes tipos de suelo:

Limo de baja plasticidad (símbolo ML).- Incluye limos inorgánicos, polvo de roca y mezclas de limo con arena y grava, con más de 50% de limo. El índice de plasticidad *(IP)* tiene un valor inferior al de la línea A en la carta de plasticidad que se muestra en la tabla *1–5.*

Arcilla de baja plasticidad (símbolo CL).- Incluye arcillas inorgánicas de baja plasticidad y mezclas de arcilla con limo, arena y grava, con más de 50% de arcilla. El índice de plasticidad es superior a los valores de la línea A.

Suelo orgánico de baja plasticidad (símbolo OL).- Limos o arcillas inorgánicos de baja plasticidad, con alto contenido de materia orgánica,

que reduce su índice de plasticidad a valores inferiores a la línea A. Incluye mezclas de arena y grava con más de 50% de finos.

Dentro del grupo de los suelos finos de alta plasticidad se encuentran los siguientes tipos:

Limo de alta plasticidad (símbolo MH).- Limos inorgánicos con límite líquido mayor de 50% e índice de plasticidad abajo de la línea A. Incluye mezclas de arena y grava con más de 50% de limo.

Arcilla de alta plasticidad (símbolo CH).- Arcillas inorgánicas con límite líquido mayor de 50% e índice de plasticidad arriba de la línea A. Incluye mezclas de arena y grava con más de 50% de arcilla de alta plasticidad.

Limo o arcilla orgánica de alta plasticidad (símbolo OH).- Limos y arcillas con límite líquido mayor de 50% y con alto contenido de humus orgánico, el cual reduce el índice de plasticidad a valores menores que la línea A. Incluye mezclas de arena y grava con más de 50% de finos.

***Turba** (símbolo Pt).*

Depósitos en los que predomina la materia orgánica descompuesta en humus, o en proceso de descomposición; con bajo o ningún contenido de partículas minerales.

Adaptabilidad de los suelos como materiales de cimentación

Tomando como base el *SUCS* se ha preparado la tabla *1–6*, en la que se agrupan los suelos calificándolos según *una escala relativa de su adaptabilidad como materiales de cimentación*, como muestra la última columna de dicha tabla. En esta columna se emplean términos que van de *excelente a muy malo*, correspondiendo con la calificación dada a las propiedades mecánicas de compresibilidad y resistencia al corte contenidas en las columnas tercera y cuarta: La primera columna contiene los nombres de los grupos de suelos cuyos símbolos de clasificación *SUCS* aparecen en la segunda columna.

Gravas y arenas limpias

Con menos de 5% de finos, en este grupo se encuentran los suelos de mejor calificación como materiales de cimentación, que va de *excelente a*

bueno, por tratarse de suelos cuya *compresibilidad varía desde muy baja a baja* y cuya resistencia al corte va desde *muy alta a alta*. Ambas propiedades mecánicas contribuyen a que las cimentaciones apoyadas en suelos de este grupo puedan tener alta capacidad de carga con asentamientos pequeños carentes de importancia estructural, *dependiendo de su compacidad*. Por su escaso contenido de finos son suelos de *alta permeabilidad*, variando de muy permeables para las gravas mal graduadas a permeables para las arenas de buena graduación. La alta permeabilidad implica, por una parte, que los asentamientos de las cimentaciones ocurren durante la construcción, aún cuando estos suelos se encuentren saturados; por otra parte, si se requieren excavaciones bajo el nivel freático, será necesario proveer instalaciones de bombeo adecuadas para el manejo del agua infiltrada, o bien otra solución constructiva adecuada al caso.

Tabla 1-6. PROPIEDADES DE LOS SUELOS AGRUPADOS SEGUN EL SISTEMA UNIFICADO

Nombre	Símbolo	Compresibilidad	Capacidad de carga	Permeabilidad	Material de cimentación
Gravas y arenas limpias F<5%	GW SW GP SP	Muy baja a baja	Muy alta a alta	Muy permeable a permeable	Excelente a bueno
Gravas y arenas con finos 12<F<50%	GM SM GC SC	Baja a media	Alta a media	Permeable a semi-permeable	Bueno a regular
Limos y arcillas de baja plasticidad LL<50%	ML CL OL	Media a alta	Media a baja	Semi-permeable a impermiable	Regular a malo
Limos y arcillas de alta plasticidad LL>50%	MH CH OH	Alta a muy alta	Baja a muy baja	Impermeable a muy impermeable	Malo a muy malo
Turbas	PT	Muy alta	Muy baja	Impermeable	Muy malo

Gravas y arenas con finos

Pueden contener de 12% a 50% de finos, por lo cual las propiedades mecánicas e hidráulicas se ven influidas por la interferencia de las partículas finas con las gruesas; de manera tal que, cuando los finos representan el 12% del peso total, su compresibilidad y resistencia se asemejan a las de las gravas y arenas limpias; pero, cuando representan el 50% del peso, sus propiedades mecánicas se traslapan con las del siguiente grupo formado por los limos y arcillas de baja plasticidad. Por ejemplo, una grava limosa *(GM)* con 12% de finos no plásticos posee baja compresibilidad y alta resistencia, pero es un suelo semipermeable; mientras que, una arena arcillosa *(SC)* con 50% de finos de baja plasticidad exhibe compresibilidad y resistencia medias, y puede llegar a ser tan impermeable como una arcilla de baja plasticidad *(CL)*. Estas propiedades permiten calificar a los suelos de este grupo como *buenos a regulares materiales de cimentación.*

Suelos gruesos de frontera

Cuando el contenido de finos de un suelo de textura gruesa se encuentra entre 5% y 12%, se emplea un símbolo doble para su identificación. Por ejemplo: para una grava mal graduada con 9% de finos no plásticos se usa el símbolo *(GP–GM)*, y para una arena bien graduada con 7% de finos plásticos el símbolo *(SW–SC)*. La compresibilidad y la resistencia de los suelos gruesos de frontera son semejantes a los de las gravas y arenas limpias, pero su permeabilidad disminuye al aumentar el contenido de finos y su plasticidad. Este es el caso de la arena bien graduada, con 11% de finos plásticos *(SW–SC)*, de origen residual, empleada en el corazón impermeable de la presa Sanalona, construida en el Estado de Sinaloa, México [7]. Este material posee una alta resistencia al corte, semejante a la de una arena, y es tan impermeable como una arcilla de baja plasticidad. Suelos de este tipo son frecuentes en la costa mexicana del Océano Pacífico. Son el producto de *la meteorización insitu del granito* y forman la transición entre la roca granítica sana y los depósitos marinos de playa; cuando poseen estructura compacta exhiben alta capacidad de carga y baja compresibilidad, propiedades que los hacen un *buen material* para el apoyo de cimientos profundos.

Limos y arcillas de baja plasticidad

Son mezclas de partículas finas con arenas o gravas, en las que los finos constituyen más de 50% del peso, y el límite líquido de la fracción fina es menor de 50%. Su compresibilidad puede variar *de media a alta*, según la compacidad y la proporción de los finos en la mezcla. La resistencia al corte, *de media a baja*, disminuye a medida que aumenta la proporción de finos y su plasticidad. *Incluye desde limos con arena no plásticos con símbolo (ML), hasta arcillas orgánicas con limo de baja plasticidad con símbolo (OL).* Pueden ser suelos semipermeables cuando contienen altas proporciones de limo y arena, hasta impermeables cuando predomina en ellos la arcilla de baja plasticidad *(CL) (más de 15%).* Como material de cimentación se califican *de regular a malo*, dependiendo del contenido de arena, de la plasticidad de los finos y del contenido de materia orgánica. Cuando son suelos impermeables y de estructura muy porosa, el proceso de asentamiento se prolonga por largo tiempo después de la construcción de la edificación.

Limos y arcillas de alta plasticidad

El límite líquido de este grupo de suelos es mayor de 50% y predomina en ellos la fracción fina, con poca o ninguna presencia de arena. Como material de cimentación se califican de malo a muy malo, debido a su alta a muy alta compresibilidad combinada con baja a muy baja resistencia al corte. Son los materiales menos permeables de la escala. En este grupo de suelos la propiedad sobresaliente es *la compresibilidad* que constituye, en las cimentaciones, el factor limitante del diseño y de la construcción. Quizá el ejemplo más notorio de la influencia de esta propiedad sea el de El Templo Mayor Azteca, cuyo desplante inicial debió haber sido a escasa profundidad de la superficie del Islote de Tenochtitlan; hoy, dicho desplante se encuentra a una profundidad mayor de 18 m; después de una sucesión de 7 sobreelevaciones del templo realizadas a lo largo de unos dos y medio siglos, para compensar los hundimientos por consolidación de las arcillas blandas de alta plasticidad *(CH)* sobre las que se apoya, y proteger así el templo contra las inundaciones por el Lago de Texcoco. Un ejemplo más de nuestro tiempo, también apoyado sobre las arcillas *(CH)* de la Ciudad de México, es El Palacio de las Bellas Artes, el cual, desde el inicio de su construcción en 1907, se ha asentado más de 2.5 m, bajo su propio peso, sin exceder la capacidad de carga del suelo.

Turbas

Estos depósitos de materia orgánica son el límite de la escala en cuanto a *alta compresibilidad y baja resistencia al corte* se refiere, aunque no son los menos permeables. *Su calificación como suelo de cimentación es, merecidamente, muy malo.*

Capítulo 1-4 66
Procedimientos de exploración y muestreo 66
de suelos y rocas 66
Etapas de los trabajos de campo 67
Etapa de exploración preliminar 67
Muestreo final y pruebas de campo 68
Trabajos preliminares de campo 68
Etapa de muestreo final 69
Muestreo de rocas 69
Indice de calidad de la roca 71
Sondeos con medición de la velocidad de perforación 72
Muestreo de suelos 72
Obtención de muestras representativas 73
Métodos de muestreo alterado 73
Pozos a cielo abierto 73
Herramientas manuales 73
Perforación con chiflón y ademe 74
Prueba de penetración dinámica estándar 76
Prueba de penetración estándar en arenas 78
Precauciones en el uso de la prueba de penetración estándar 78
Prueba de penetración estándar en arcillas 80
Penetración estándar en suelos limosos, parcialmente saturados 81
Prueba de penetración estática 81
Cono eléctrico 82
Mecanismo de carga 83
Interpretación de resultados de la prueba de cono 83
Estratigrafía 83
Clasificación indirecta de los suelos con el cono 85
Parámetros de resistencia de los suelos 85
Suelos cohesivo-friccionantes 86
Comentarios 88

Obtención de muestras inalteradas 88
Procedimientos y herramientas 89
Pozos a cielo abierto *89*
Muestreo inalterado de suelos finos cohesivos 90
Tubo de pared delgada (tubo Shelby) *91*
Muestreador de doble tubo *92*
Barril muestreador Denison *94*

Capítulo 1-4

Procedimientos de exploración y muestreo de suelos y rocas

En este capítulo se describen las técnicas más comúnmente empleadas en el campo para obtener la información básica necesaria para realizar el estudio geotécnico del sitio de una cimentación.

Los trabajos de campo constituyen el inicio del estudio geotécnico en el cual se requiere conocer la estratigrafía y las propiedades mecánicas de los suelos y las rocas del sitio. Este conocimiento se obtiene mediante trabajos de exploración geológica superficial complementados por la obtención de muestras representativas de los diferentes estratos de suelos y rocas que forman el subsuelo del lugar. La inspección y clasificación de las muestras permite definir la secuencia que guardan dichos estratos y su espesor *(estratigrafía)*. El análisis cualitativo y cuantitativo de las muestras, en el laboratorio, suministra la información necesaria para definir las características de *granulometría, plasticidad y contenido de agua*, así como las propiedades mecánicas, que incluyen: *la resistencia al corte, la deformabilidad y la permeabilidad* de cada estrato. En conjunto, esta información constituye la base de los análisis geotécnicos posteriores que fundamentan las decisiones prácticas del Ingeniero. Por ello, parafraseando al Profesor Arthur Casagrande, se puede afirmar que: *"La calidad de las conclusiones prácticas de un estudio geotécnico no podrá ser nunca mejor que la calidad de las muestras de suelos o rocas y de la información obtenida de los estudios de campo en que se basa".*

Debe entenderse que el concepto de *calidad de la información geotécnica de campo* comprende, no solamente, la confiabilidad de los datos obtenidos, sino también la amplitud y profundidad del estudio, que deben ser suficientes para definir con claridad los problemas a resolver y para cuantificar, con precisión adecuada, las alternativas de soluciones prácticas aplicables a cada problema identificado en el estudio. Esto implica, necesariamente, una cantidad mínima indispensable de información pertinente y detallada, de alta confiabilidad, lo que conlleva

la necesidad de que los trabajos de muestreo sean siempre realizados por personal competente y bajo la supervisión responsable de un Ingeniero Geotécnico.

Generalmente, el monto de los estudios de campo representa una proporción importante del costo total de un estudio geotécnico y, lógicamente, es la primera en ser sacrificada en aras de una oferta más atractiva. Esta natural actitud conduce, frecuentemente, a *una información geotécnica inadecuada e insuficiente y, por lo tanto, a un inevitable sacrificio de la calidad de las conclusiones prácticas del estudio, que se traduce, finalmente, en soluciones de diseño y construcción conservadoras, en el mejor de los casos, o inseguras en el peor, pero que en cualquiera de los casos implican, para la obra, un costo adicional escondido, a menudo muchas veces mayor que el ahorro obtenido en un estudio geotécnico inadecuado e insuficiente.*

Etapas de los trabajos de campo

En el caso más general, los trabajos de campo de un estudio geotécnico comprenden dos etapas, cada una de las cuales cumple un objetivo específico; éstas son:

Exploración y muestreo preliminar
Muestreo final y pruebas de campo.

Etapa de exploración preliminar

Su objetivo es obtener en el campo la información que permita determinar las características geotécnicas de las rocas o los suelos que constituyen el sitio explorado; tales características son:

- *Origen y clasificación geológica de suelos y rocas*
- *Secuencia de los estratos o capas de suelo o roca* (estratigrafía)
- *Clasificación geotécnica de los materiales de cada estrato*
- *Estructura y consistencia natural de los materiales de cada estrato*
- *Posición del nivel freático.*

La información obtenida de esta primera etapa del estudio es la base para plantear *alternativas preliminares del diseño y construcción de la cimentación.*

Muestreo final y pruebas de campo

Con base en los planteamientos de alternativas preliminares se puede definir la información de campo y laboratorio adicional, necesaria para *determinar las propiedades mecánicas de cada estrato*, que serán la base del análisis cuantitativo del *diseño definitivo óptimo*. Esta información adicional podrá requerir la obtención de muestras inalteradas del subsuelo y/o la ejecución de pruebas de campo, que forman parte de la etapa final de los estudios de campo.

Trabajos preliminares de campo

Las actividades comúnmente desarrolladas durante la etapa de los estudios de campo preliminares son:

1. Recopilación de información geológica y geotécnica existente del sitio en estudio. Planos topográficos y planos del proyecto preliminar. En algunos países se dispone de cartas geológicas publicadas por instituciones gubernamentales. En México, el Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI) dispone de cartas geológicas y de fotografías aéreas. Existen también datos geotécnicos de algunas ciudades publicados por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

2. Inspección del sitio por el Ingeniero. Geotécnico encargado del estudio acompañado de un Ingeniero Geólogo Asesor, para verificar y ampliar la información preliminar disponible e identificar la presencia y características de edificaciones colindantes al sitio o existentes en el sitio mismo, así como la presencia de instalaciones públicas que pudieran interferir con la exploración y con la construcción.

3. Planteamiento del programa de trabajos de campo necesarios para definir:
   - Estratigrafía general del sitio
   - Clasificación geológica y geotécnica de cada estrato de suelo o de roca
   - En los depósitos de suelos, la compacidad o la consistencia naturales de cada estrato
   - En las rocas, las características de las discontinuidades naturales relativas a: orientación e inclinación de planos de estratificación o de flujo; orientación e inclinación de planos de fisuramiento;

apertura de las fisuras y dimensiones de los bloque de roca; presencia de fallas geológicas, de zonas de contacto entre formaciones rocosas, de zonas de alteración de las rocas y de cavernas naturales o artificiales.

4. Ejecución de los trabajos exploratorios de campo

5. Presentación de un informe técnico que debe contener:
   - La descripción detallada de los trabajos realizados
   - El análisis de la información geológica y geotécnica obtenida
   - Las conclusiones del análisis referentes a las características geológicas y geotécnicas del sitio estudiado
   - La identificación de problemas de diseño y construcción previsibles en función del análisis preliminar de la información geotécnica.
   - El programa de estudios adicionales, de campo y de laboratorio, necesarios para medir, con precisión adecuada, las propiedades mecánicas e hidráulicas de los distintos suelos y rocas que serán afectados por la cimentación. Las mediciones confiables de estas propiedades constituirán la base para efectuar los análisis geotécnicos definitivos, que permitirán precisar el diseño de la cimentación y los procedimientos de construcción más apropiados, seguros y económicos para el caso estudiado.

Etapa de muestreo final

Para verificar y complementar los resultados de la etapa preliminar del estudio geotécnico es necesario obtener muestras representativas de cada estrato de roca o de suelo, con las cuales se puedan definir la textura, la estructura y la consistencia o compacidad naturales de sus materiales constitutivos. Los métodos y herramientas empleados para este propósito son muy variados, dependiendo del tipo de material que se desee muestrear. Se dispone de herramientas para obtener muestras de rocas, así como otras para el muestreo de suelos.

Muestreo de rocas

Se utiliza generalmente un barril muestreador provisto de una broca de diamante o de carburo de tungsteno en su extremo inferior. Existen varios diseños de barriles muestreadores, el más adecuado para los propósitos geotécnicos es el llamado doble barril giratorio, el cual

permite recuperar la máxima longitud posible de muestra, según la intensidad del fisuramiento y grado de alteración de la roca perforada por el barril. El porcentaje de longitud de las muestras recuperadas permite hacer una evaluación preliminar, indirecta, de *la calidad de las rocas* muestreadas, la cual depende de *la resistencia en compresión de la roca, de la intensidad del fisuramiento de la masa y del grado de alteración*, como se explica más adelante.

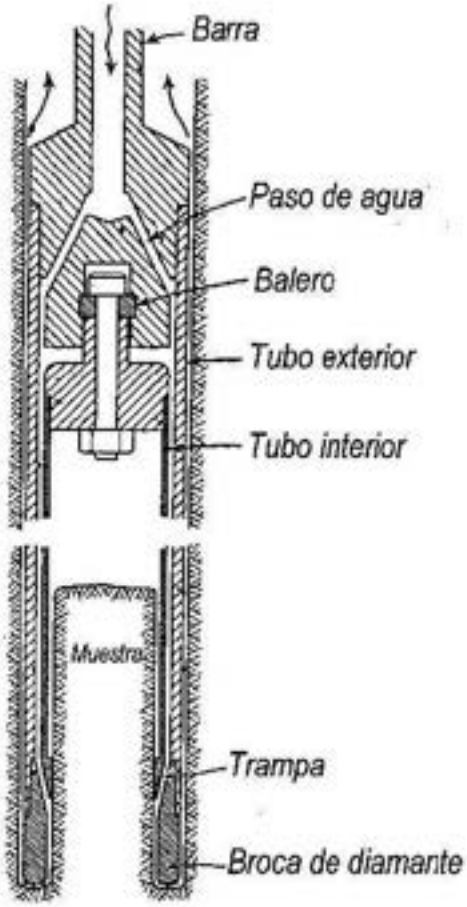


TABLA 1-7

RQD %	Calidad de la roca	q_a kg/cm²
90-100	Excelente	200-300
75-90	Buena	120-200
50-75	Media	65-120
25-50	Mala	30-65
10-25	Muy mala	10-30
0-10	Suelo residual	0-10

Figura 1–4. *Muestreador de doble barril giratorio usado para obtener la mejor recuperación de núcleos de roca, que es la base para determinar el índice de calidad de roca RQD, el cual se correlaciona con la capacidad de carga admisible q_a, en la tabla 1–7.*

El doble barril giratorio cuyo esquema muestra la figura *1–4* está formado por dos tubos concéntricos unidos a una cabeza superior, el tubo exterior está rígidamente unido por una rosca, mientras que el interior se une por un cojinete de bolas *(balero),* de tal manera que el tubo interior permanece estacionario mientras el exterior gira junto con la cabeza del muestreador. La corona de corte, provista de cristales de

diamante industrial o de insertos de carburo de tungsteno, se atornilla al extremo inferior del tubo exterior, sobresaliendo del tubo interior una distancia de 1 a 5 cm. El barril muestreador se hace girar mediante una máquina rotatoria, a manera de taladro, anclada en la superficie del terreno, la cual transmite una fuerza de empuje y un movimiento rotatorio al barril a través de una columna de barras de perforación huecas, por cuyo interior circula agua a presión que enfría a la corona de corte y extrae el material cortado a la superficie del terreno. Al girar, la corona cortante labra un cilindro de roca que penetra en el tubo interior a medida que avanza el barril muestreador. Al extraer el muestreador, después de haber perforado una longitud igual a la del barril interior, una trampa cónica sujeta a la columna de roca labrada y la extrae junto con él. Una vez en la superficie, se desarma el muestreador, se extrae la muestra de roca y se mide su longitud, la cual, comparada con la longitud perforada, da el porcentaje de recuperación de muestra. Este porcentaje de recuperación es un índice de la calidad de la roca muestreada a diferentes profundidades. Así, una roca masiva, sana, de alta resistencia y con una estructura de grandes bloques *(roca de muy buena calidad)* producirá un alto porcentaje de recuperación, cercano al 100%; mientras que una roca muy fisurada y muy alterada *(roca de muy mala calidad)* producirá un bajo porcentaje de recuperación, que disminuye a medida que su grado de alteración y fisuramiento aumentan.

Indice de calidad de la roca

Con base en la longitud de muestra recuperada y el tamaño de los fragmentos de muestra obtenidos, los cuales son un reflejo de la intensidad del fisuramiento natural de la roca y de su grado de alteración, se han propuesto algunos criterios para definir un *índice de calidad de las rocas*, el cual tiene interés geotécnico. El criterio más simple y más comúnmente empleado, propuesto por D.W.Deer[9], es el *índice de calidad de roca RQD (Rock Quality Designation),* el cual se define como la suma de las longitudes individuales de todos los fragmentos de muestra que exceden de 10 cm de longitud, expresada como un porcentaje de la longitud perforada por el muestreador. Se recomienda utilizar un muestreador cuyo tubo interior tenga una longitud de 1.5 m y diámetro interior no menor de 57mm, con el fin de reducir el deterioro de las muestras que se produce en los muestreadores de menor diámetro. La tabla *(1-7)* ilustra la relación entre *el valor del índice RQD y la calidad relativa de la roca, expresada*

en una escala que va desde muy buena hasta muy mala.

Sondeos con medición de la velocidad de perforación

Las herramientas neumáticas de percusión, comúnmente empleadas en la perforación de rocas, ofrecen la posibilidad de ser utilizadas como herramientas de exploración complementarias, ya que la velocidad de avance de la broca puede correlacionarse con la calidad de la roca. Por otra parte, la recolección de polvos en la superficie, a la salida del aire de retorno, empacados en un tubo flexible y transparente de polietileno, forman una columna de pequeños fragmentos de roca triturada que refleja la estratigrafía. Esta información, debidamente correlacionada con mediciones directas del *RQD* y con la información proporcionada por los muestreadores de doble barril a diamante, permite complementar e interpolar los datos relativos a estratigrafía y calidad de roca obtenidos de los sondeos de muestreo.

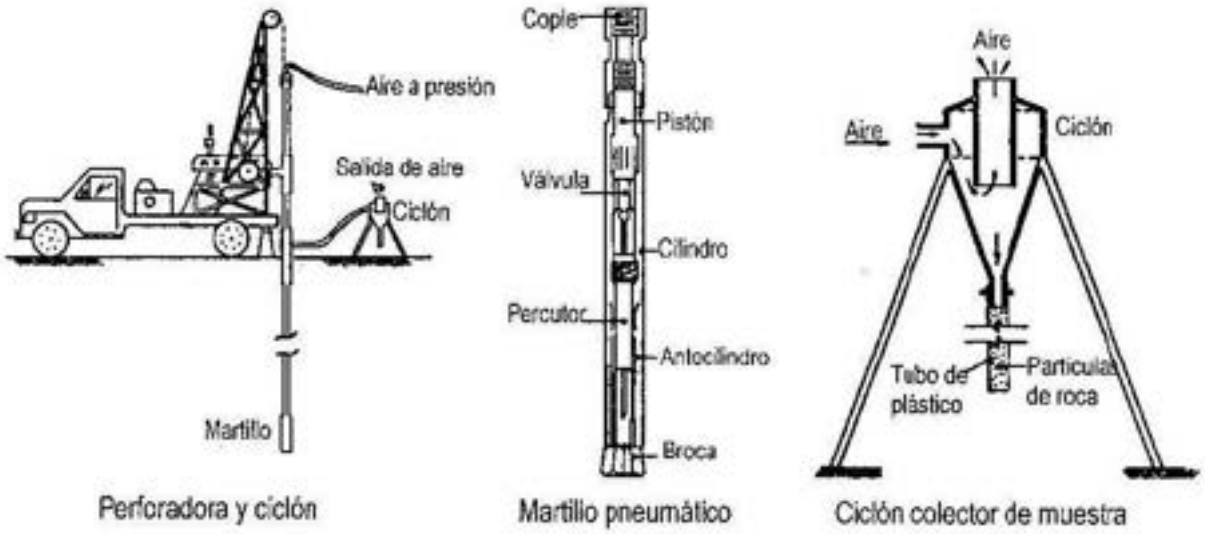


Figura 1–5. *Perforadora de percusión, neumática, equipada con un ciclón colector de polvos, empleada para hacer sondeos complementarios en la exploración de rocas.*

La figura *1–5* muestra la disposición de los elementos de un equipo de percusión complementado por un ciclón colector de los fragmentos de roca producidos por el martillo perforador[10].

Muestreo de suelos

Los trabajos de muestreo de suelos tienen por objeto obtener la información necesaria para conocer los siguientes aspectos de los depósitos de suelos identificados en la etapa preliminar del estudio geotécnico:

- Estratigrafía del sitio.
- Clasificación geotécnica de los suelos que forman cada estrato o lente.
- Compacidad relativa o consistencia de cada tipo de suelo identificado en el perfil estratigráfico.
- Resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad y permeabilidad de los suelos de cada estrato

Obtención de muestras representativas

Para determinar la estratigrafía y clasificación geotécnica de los suelos del sitio es necesario obtener *muestras representativas* de los suelos que conserven su granulometría y plasticidad naturales, aunque su estructura haya sido alterada por las herramientas de muestreo. En este tipo de muestras se puede determinar en el laboratorio la clasificación geotécnica de los suelos mediante pruebas de granulometría y de plasticidad de la fracción fina, así como el contenido de agua, y en el campo su clasificación geotécnica preliminar mediante pruebas manuales de campo.

La compacidad relativa de los suelos granulares y la consistencia de las arcillas se miden, indirectamente, mediante pruebas de penetración dinámica o estática realizadas en el campo.

Métodos de muestreo alterado

Pozos a cielo abierto

La excavación de pozos a cielo abierto con el empleo del pico y la pala permite recuperar buenas muestras *representativas alteradas* del subsuelo, sin embargo su aplicación principal es la obtención de *muestras inalteradas de la más alta calidad* y sólo esta aplicación justifica su costo.

Herramientas manuales

La barrena helicoidal y la pala posteadora que muestra la figura (1–6) son adecuadas para aquellos casos en los que la profundidad de la exploración sea menor de unos 12 m. Con estas herramientas se obtienen muestras alteradas de arenas, limos, arcillas o mezclas de éstos, que no contengan gravas o cantos rodados o estén endurecidos por cementación de sus partículas. Son herramientas útiles y fáciles de

operar hasta profundidades de 10 a 12 m, si la pared de la perforación es estable. Cuando los suelos se encuentran arriba del nivel freático las muestras obtenidas con estas herramientas son representativas. Pero cuando se encuentran bajo el agua, no es posible recuperar muestras confiables de las arenas sin cohesión, en tanto que de los suelos con cohesión, que no son lavados por el agua de la perforación, se obtienen muestras aceptables para fines de clasificación, aunque su contenido de agua es generalmente mayor que el valor natural del suelo inalterado. Con este tipo de herramientas no es posible determinar la compacidad de las arenas ni la consistencia de las arcillas, pero se pueden combinar con pruebas de penetración dinámica que se describen en el siguiente inciso.

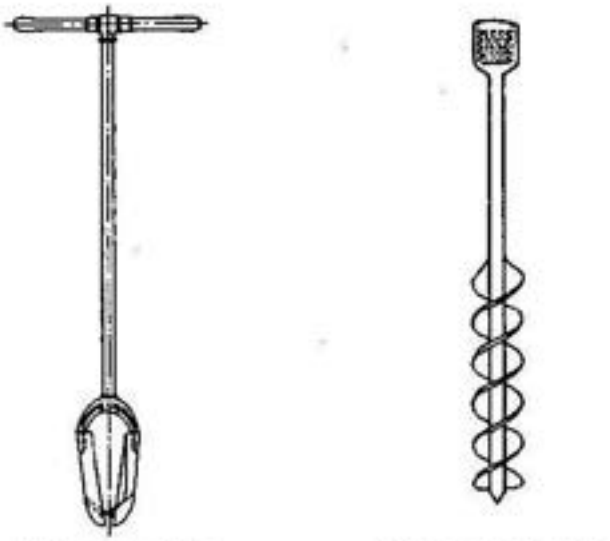
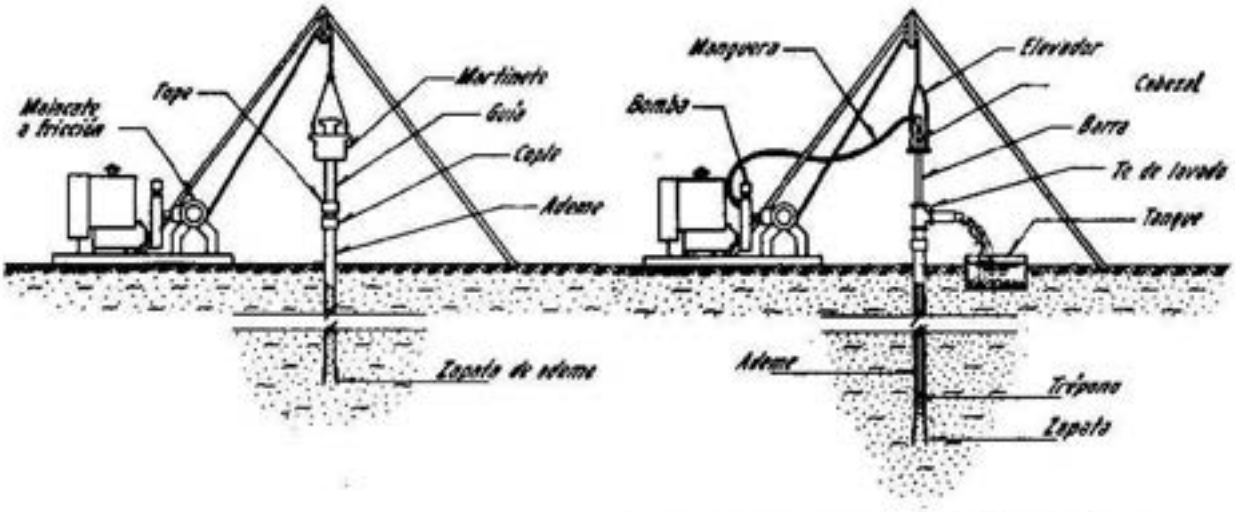


Figura 1–6. *Herramientas manuales para obtener muestras alteradas representativas de suelos, en exploraciones preliminares*[11].

Perforación con chiflón y ademe

Otro procedimiento comúnmente empleado para hacer perforaciones de muestreo de suelos, conocido como perforación con chiflón y ademe se ilustra esquemáticamente en la figura *(1–7)*. Consiste en hincar, a golpe, mediante un martillo de caída libre que se mueve a lo largo de una guía, un tubo cuyo diámetro interior es de 7.5 a 15 cm, provisto en su extremo inferior de una zapata afilada, de acero endurecido. Después que se ha hincado un tramo de tubo de ademe, se procede a introducir en él una barra de perforación o un tubo para agua, reforzado, que lleva en el extremo inferior un trépano, a manera de cincel, provisto de agujeros

por donde circula agua a gran velocidad y presión; la línea de tubería del trépano se conecta a una bomba de alta presión que hace circular el agua y, mediante movimientos ascendentes y descendentes alternados de la barra, acompañados de pequeños giros, se va aflojando y extrayendo el material que ha quedado dentro del ademe para limpiarlo totalmente, hasta alcanzar el nivel inferior de la zapata. Aún cuando el material que extrae la corriente de agua puede colectarse en la T que se encuentra en la parte superior del ademe, estas muestras no son representativas de los materiales atravesados, ya que las partículas del suelo son segregadas por la corriente de agua. El ciclo de hincado del ademe y limpieza mediante el trépano y chiflón se repite hasta lograr las profundidades deseadas.



Hincado del ademe a percusión Lavado del ademe con chiflón y trépano

Figura 1–7a. *Perforación con ademe hincado a golpe y lavado con chiflón de agua*[12].

Este procedimiento permite hacer perforaciones hasta de 50 m de profundidad y es utilizable práctica-mente en todo tipo de suelos. El avance a través de depósitos de grava y boleos es extremadamente difícil y lento, llegando a requerirse, en algunos casos, el empleo de dinamita para aflojar y romper las piedras y permitir el paso del ademe. La tubería que constituye al ademe tiene pared gruesa, cuyo espesor varía de 6 a 10 mm, según el diámetro del tubo y puede estar provista de coples exteriores o interiores, siendo preferible este último tipo en ademes de más de 10 cm de diámetro, en los cuales el obstáculo de los coples exteriores constituye un serio inconveniente para realizar perforaciones profundas. El martillo con que se hinca el ademe tiene un

peso que va de 65 a 150 kg, y alturas de caída de 1 a 1.5 m. Mediante un cable de Manila que se enrolla sobre un malacate de fricción, se levanta y deja caer repetidamente el martillo.

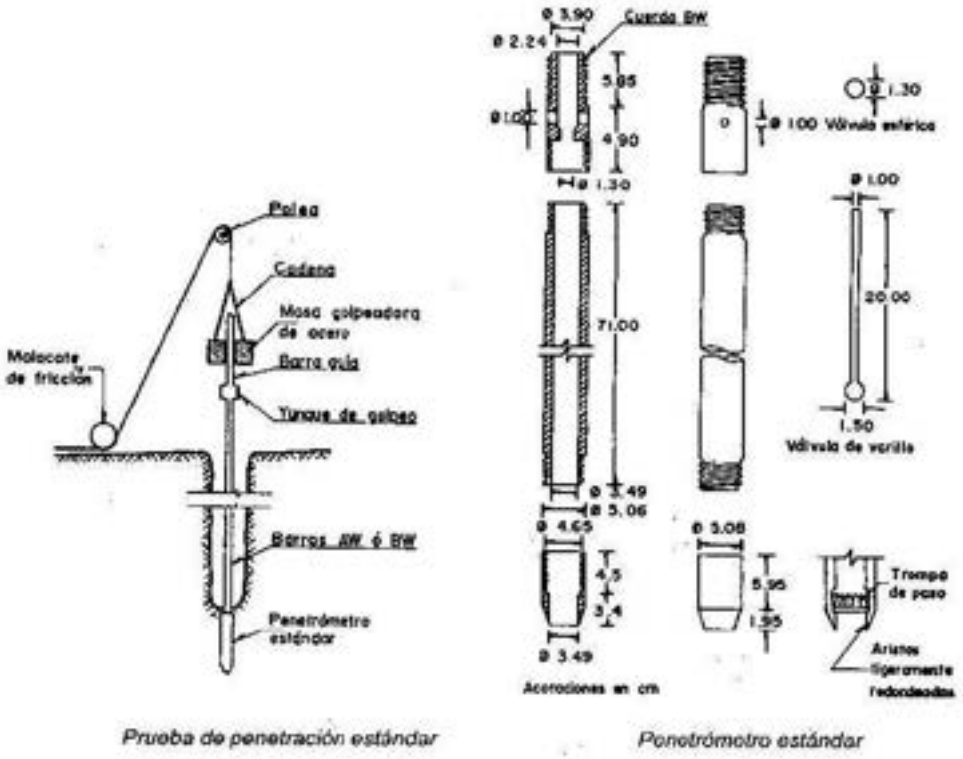


Figura 1–7b. *Obtención de muestras alteradas, representativas, mediante el muestreador estándar de pared gruesa, hincado a golpe, (Prueba de Penetración Estándar, PPE)*[10].

Prueba de penetración dinámica estándar

Después de limpiar con el chiflón el interior del ademe hasta su extremo inferior, se obtienen muestras alteradas del suelo hincando a golpe un tubo muestreador, conocido como *penetrómetro estándar*, que ilustra la figura *1–7b*. Consiste de un *tubo de pared gruesa* provisto en sus extremos de dos piezas roscadas; la pieza inferior es una zapata afilada de acero endurecido y la superior es la cabeza que sirve para unir al muestreador con la columna de barras huecas de acero que se utilizan para introducirlo hasta el fondo de la perforación. El tubo muestreador estándar tiene longitud de 60 cm, diámetro interior de 3.5 cm y diámetro exterior de 5 cm; la longitud total del muestreador es de 75 cm. Una canastilla de laminillas de acero colocada en la zapata del muestreador y una funda interior de polietileno flexible permiten retener muestras de

suelo de cualquier tipo que penetren al tubo; el polietileno sirve también de envoltura y protección a las muestras de suelo contra pérdida de agua después de extraerlas del muestreador. Este muestreador se introduce hasta el fondo de la perforación y se hinca mediante un martinete de caída libre, de 65 kg de peso y altura constante de 75cm. Registrando el número de golpes necesarios para hacerlo penetrar en el terreno, cada 10 cm de profundidad; se obtiene así un *índice de penetración estándar, expresado por el número de golpes del martillo, N, necesarios para hincar los 30 cm intermedios del tubo muestreador.* Este número ha sido correlacionado empíricamente con *la compacidad relativa de las arenas, C_r,* la cual puede correlacionarse, también empíricamente, con su ángulo de fricción interna, ϕ', como muestra la figura 1–8a.

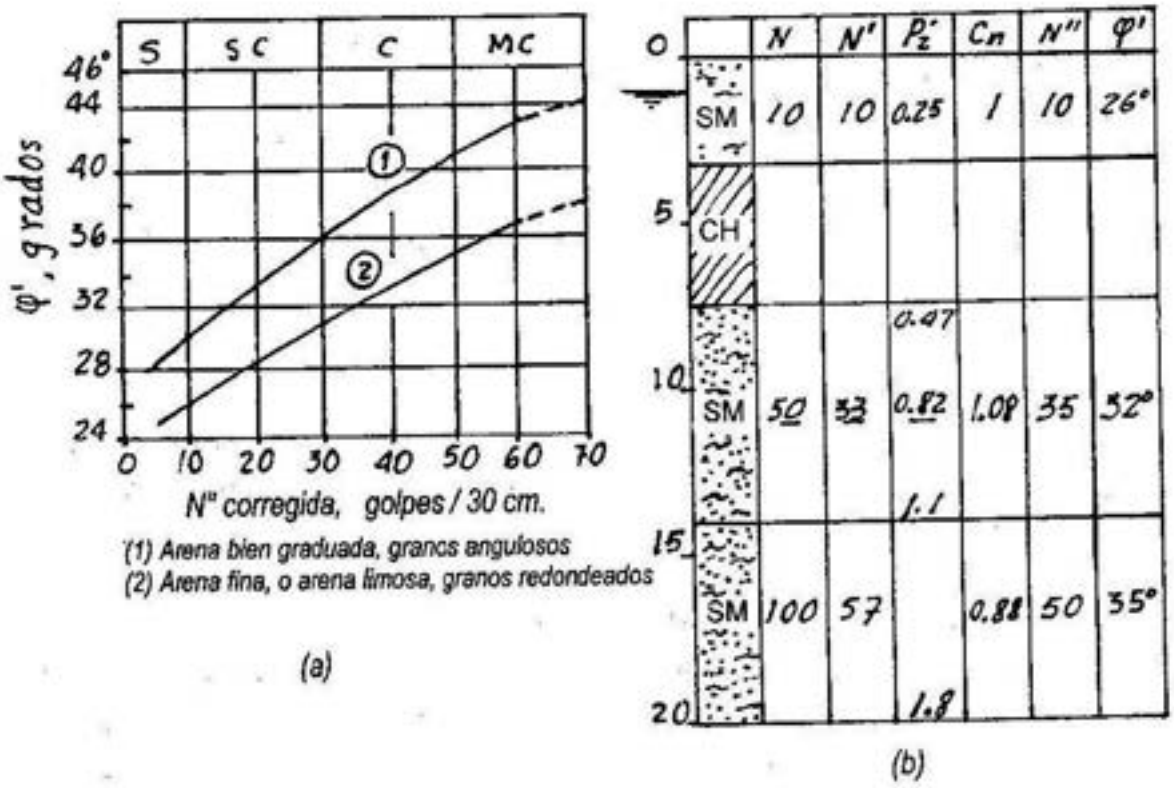


Figura 1–8a. *Interpretación de la prueba de penetración estándar.*

El penetrómetro estándar (tubo muestreador de pared gruesa) es una herramienta útil en la ejecución de *estudios preliminares de suelos*, que se ha convertido en una norma internacional. Mediante su empleo se obtienen muestras representativas, aunque alteradas en su estructura, que proporcionan información acerca de la estratigrafía de los suelos que se muestrean. Al hincarlo en el suelo con un martinete de caída

libre de peso y altura de caída constantes, se obtiene la resistencia a la penetración dinámica del tubo muestreador, que es un índice numérico indirecto *N*, de la consistencia natural de los distintos estratos del suelo, como se ha explicado en el párrafo anterior.

Prueba de penetración estándar en arenas

En depósitos de arena, donde la obtención de muestras inalteradas ofrece algunas dificultades prácticas, la resistencia a la penetración estándar *N*, se utiliza para estimar, empíricamente, el ángulo de fricción interna efectivo ϕ' y la compresibilidad de estos suelos; valores que se emplean como base del diseño de cimentaciones y del procedimiento de construcción; sin embargo, en tales casos, *los valores de la resistencia a la penetración N, deben emplearse con cautela*, ya que, en ciertas condiciones, pueden conducir a errores substanciales. A continuación se exponen algunas precauciones que se deben tomar para el buen uso de estos valores en diferentes casos.

Precauciones en el uso de la prueba de penetración estándar

La experiencia ha demostrado que la resistencia a la penetración *N*, del tubo muestreador estándar, es una medida aproximada de la compacidad relativa C_r, de los depósitos de arena. Por otra parte, a través de la compacidad relativa, se ha correlacionado también, indirectamente, con el valor del ángulo de fricción interna ϕ', como se muestra en la gráfica de la figura *1–8a*. Según se explica al tratar de la resistencia al corte de las arenas, en el *Capítulo 18*, para una misma compacidad relativa el ángulo de fricción interna varia con la *graduación del material y con la angulosidad de sus partículas*, correspondiendo los mínimos valores a las arenas finas mal graduadas, (SP), o arenas finas limosas (SM),. formadas por partículas finas redondeadas, como se observa en la curva (2), y los máximos a las arenas gruesas, bien graduadas y de partículas angulosas (SW), como se ve en la curva (1). Dada la naturaleza empírica de estas correlaciones es necesario tener siempre presentes algunas precauciones, que se comentan enseguida, para el uso adecuado de las curvas de la figura *1 8a*, en las aplicaciones prácticas.

1. La gráfica anterior es adecuada para las *arenas que no contienen cantidades apreciables de grava*, pues ésta llega a obstruir la zapata

del tubo muestreador y proporciona datos erróneos de la resistencia a la penetración.

2. En el caso de las *arenas finas, o arenas limosas, cuando éstas se encuentran bajo el nivel freático y en estado semicompacto o compacto (N > 15),* el valor de *N* determinado en el campo *debe ser corregido* antes de emplear la gráfica de correlación con la compacidad, afectándolo por *dos factores de corrección: por dilatancia y por presión confinante.*

Corrección por dilatancia

Debido a que su permeabilidad es relativamente baja, no permiten la disipación rápida de tensiones en el agua de los poros que se desarrollan *al expandirse el suelo bajo la acción de los esfuerzos dinámicos inducidos por el hincado del muestreador, fenómeno conocido como dilatancia,* los valores de *N* son mayores que los que corresponderían a la arena seca. Empíricamente se ha encontrado que, para estos casos, el valor de *N* puede corregirse mediante la siguiente expresión, sugerida por Peck[13]:

$$N' = 15 + 0.5\,(N-15)$$

En la cual: N' es el valor corregido del índice de penetración y N el valor original observado durante el muestreo. Esta expresión es aplicable cuando la resistencia a la penetración es mayor de 15 golpes, para las arenas finas y las arenas limosas saturadas, valor que corresponde a una compacidad a partir de la cual se manifiesta el fenómeno de dilatancia.

Corrección por presión de confinamiento

Otra corrección a considerar en el valor de *N* es la influencia de la profundidad de las muestras de arena, puesto que la resistencia que ofrecen al hincado del muestreador aumenta con la presión confinante en el suelo muestreado. Peck recomienda un factor de corrección C_N dado por la siguiente ecuación empírica, la cual es aplicable para valores de p' mayores de $0.5\ kg/cm^2$:

$$C_N = 0.77\ \log(20/p')$$

En la cual:

C_N factor de corrección de N

p' presión vertical efectiva a la profundidad de la muestra, en kg/cm²

N número de golpes medido en campo

En las *arenas finas y arenas limosas compactas y saturadas,* es necesario hacer ambas correcciones para obtener el valor N'' antes de entrar a la gráfica de la figura *1–8a.*

$$N'' = N' C_N$$

La figura *1–8b* muestra un ejemplo de aplicación de estos factores de corrección del índice de penetración estándar N, originalmente medido en el campo, para obtener los valores corregidos N'', contenidos en la última columna de la tabla.

Prueba de penetración estándar en arcillas

El comportamiento de las arcillas ante la acción de los esfuerzos dinámicos inducidos por el hincado del tubo muestreador puede ser muy diferente del que corresponde a su comportamiento estático. Esta diferencia es más acentuada para las arcillas de *alta sensitividad*, en las que su resistencia natural al esfuerzo cortante c_u, se reduce a menos de 10% al ser remoldeadas con su contenido natural. de agua. Intervienen en tal discrepancia dos factores: por una parte, *el remoldeo* que introduce el tubo muestreador, hace que la resistencia de la arcilla a la penetración del propio tubo sea menor que la que corresponde a su estado natural; por otra, es bien sabido que las arcillas exhiben una mayor resistencia a medida que *la velocidad de la deformación aumenta*, como consecuencia de fenómenos de viscosidad. En tales condiciones, es evidente que *la resistencia a la penetración dinámica, (número de golpes N), aún cuando proporciona alguna información relativa de la consistencia natural de la arcilla, no debe tomársele como una medida precisa de su resistencia al corte.* En forma aproximada y procediendo conservadoramente, puede utilizársele para el caso de arcillas de plasticidad media a baja, que exhiben baja sensitividad. En todo caso, es siempre preferible recurrir a la determinación de la resistencia al corte de las arcillas mediante ensayes de laboratorio, realizados en especímenes inalterados que se obtienen, fácilmente, con los muestreadores que se describirán más adelante.

En estudios preliminares, cuando se tienen arcillas que ofrecen una resistencia a la penetración estándar *N, mayor de 5 golpes*, puede utilizarse la siguiente expresión empírica, basada en el criterio originalmente propuesto por Terzaghi y Peck para estimar, la resistencia al corte de la arcilla.

$$c_u = \frac{N}{15}$$

Donde:

c_u Resistencia al corte no drenada, en kg/cm²

Los valores así obtenidos deben usarse conservadoramente para cálculos preliminares, solamente.

Penetración estándar en suelos limosos, parcialmente saturados

La información proporcionada por la prueba de penetración dinámica, en cuanto a la consistencia natural de los suelos finos no plásticos (limos o limos arenosos), *parcialmente saturados*, ofrece gran incertidumbre, ya que, en estos materiales, las variaciones de la resistencia y la compresibilidad con *el grado de saturación y la compacidad*, son muy importantes. Cuando tienen baja compacidad y están sometidos a una carga, al saturarlos, se producen fuertes asentamientos bruscos, acompañados de una disminución considerable de la resistencia al corte, a consecuencia de la pérdida de la cohesión aparente. Por consiguiente, *no puede confiarse en el valor del índice de penetración como medida de la resistencia al corte ni de la compresibilidad*. Se concluye que, en estos casos es preferible recurrir a la medición directa de la resistencia al corte y de la compresibilidad en el laboratorio, en especímenes inalterados.

Prueba de penetración estática

Este tipo de prueba de campo consiste en hincar en el terreno, mediante un gato hidráulico, una barra de acero en cuyo extremo inferior se instala una punta cónica; midiendo la fuerza necesaria para hincar la punta se determina la resistencia que el suelo opone a la penetración estática, y este valor se puede correlacionar, empíricamente, con la resistencia al corte de las arcillas y con su compresibilidad, así como con la compacidad relativa de las arenas. Es por ello una herramienta de gran utilidad en la ejecución de estudios preliminares de suelos.

Cono eléctrico

Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos *(strain gages)*[10]. Usualmente, para exploraciones en suelos blandos, el cono y el sistema de barras tienen una capacidad de carga de 2 ton y resolución de ± 1 kg; pero, para exploración de suelos duros podrá requerirse una capacidad de 10 ton y resolución de ± 5 kg. En la figura *1–9* se muestra esquemáticamente dicho instrumento.

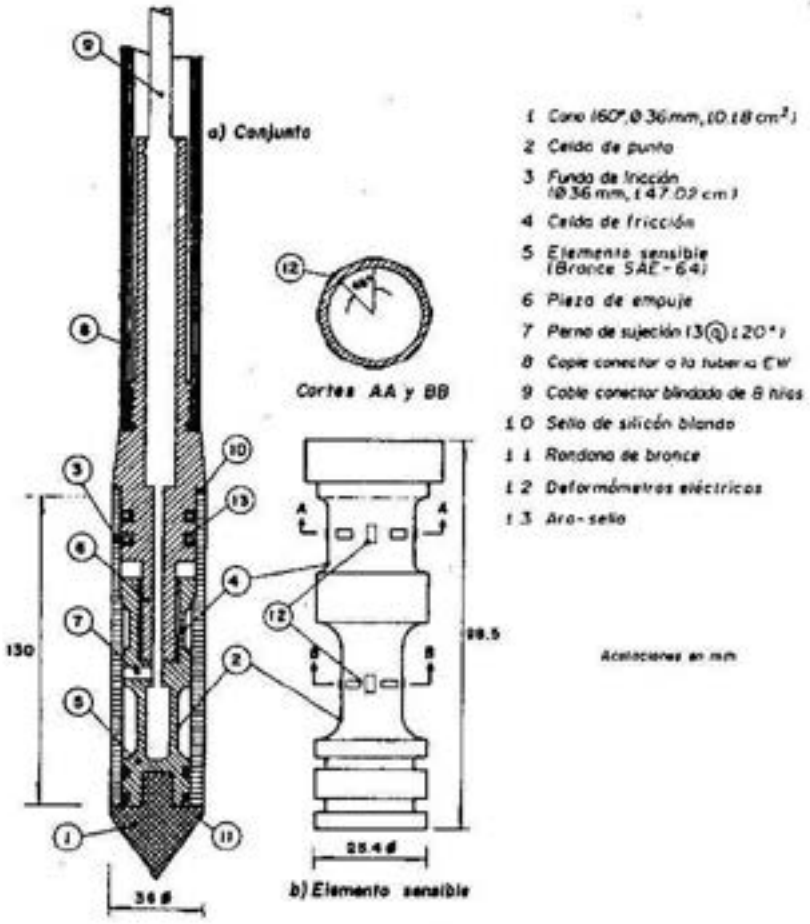


Figura 1–9. *Cono eléctrico*

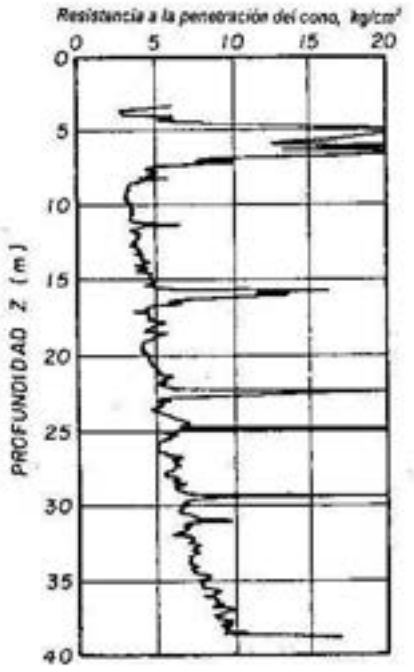


Figura 1–10. *Variación de la resistencia a la penetración del cono con la profundidad.*

Generalmente tienen 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm. La fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda sensible inferior (2), y la que se desarrolla en la funda de fricción (3) se mide en la celda sensible superior (4). La señal de salida del cono se transmite por cables a la superficie, donde un aparato receptor la transforma en señal digital, o

bien en una tabla numérica o directamente en una gráfica como la de la figura *1–10*.

Mecanismo de carga

El cono se hinca 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 provisto de un dispositivo para controlar la velocidad de penetración.

La velocidad de hincado del cono es usualmente de 2 cm/s; sin embargo, en la norma tentativa (ASTM D3441-75T) para operación del cono eléctrico se propone de 1 a 2 cm/s ± 25%. Para las arcillas de la Ciudad de México se ha adoptado 1 cm/s, porque así se controla mejor la prueba; sin embargo, es admisible operar con 2 cm/s, sabiendo que se obtienen valores de la resistencia a la penetración más altos; en cualquier caso, es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y que al pasarlas se acelere.

La prueba de penetración estática de cono permite definir las variaciones de la resistencia registrada por la punta, con la profundidad; la figura *1–10* muestra los resultados de un sondeo de cono realizado en arcillas blandas en el centro de la Ciudad de México[31].

Interpretación de resultados de la prueba de cono

Estratigrafía

El penetrómetro de cono eléctrico permite detectar con precisión los cambios estratigráficos, utilizando como indicador la variación de la resistencia a la penetración de la punta, como ilustra la figura *1–11*[31]; esta información, debidamente correlacionada con la clasificación directa de los diferentes estratos de suelo del área en estudio, basada en muestras representativas, permite la clasificación indirecta de los suelos y la interpolación confiable de la estratigrafía entre sondeos de muestreo directo.

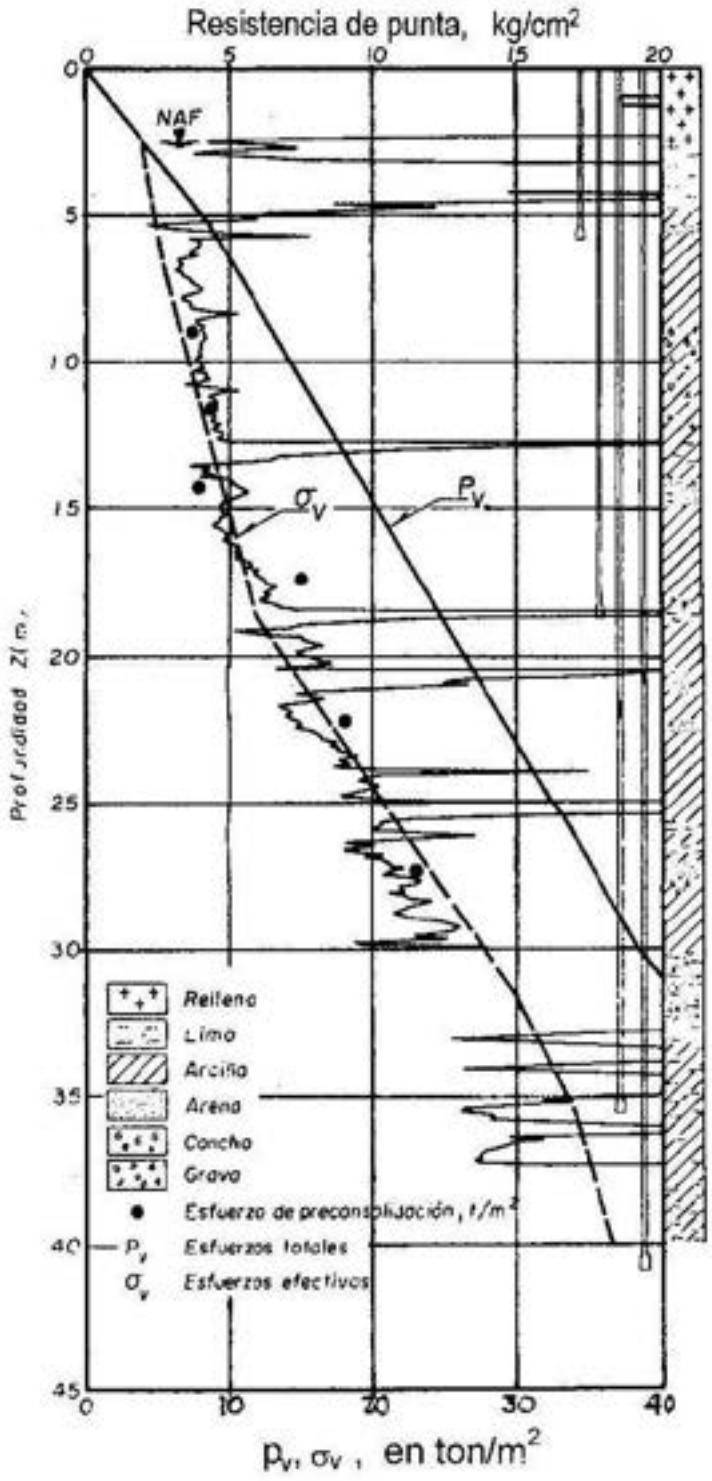
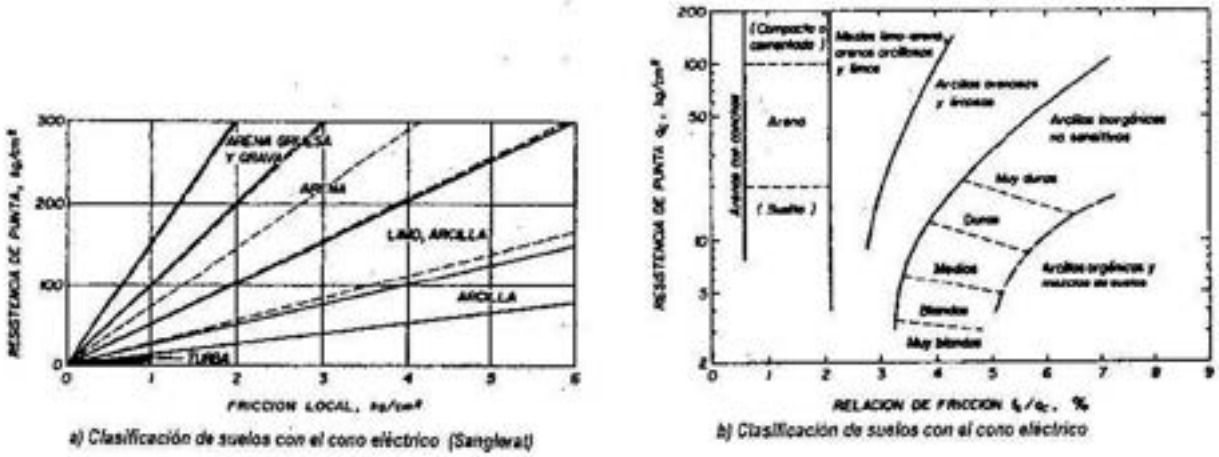


Figura 1–11. *Correlación de la resistencia a la penetración del cono eléctrico q_c con la estratigrafía, esfuerzo vertical efectivo σ_v' y esfuerzo de preconsolidación p_c' en las arcillas de la Ciudad de México. También se ha correlacionado con la resistencia al corte y la compresibilidad.*

Clasificación indirecta de los suelos con el cono.

Se hace de manera indirecta mediante correlaciones empíricas como las que muestran las figuras *1–12a y 1-12b*; la primera, propuesta por Sanglerat y la segunda por Schmertmann [10]. En el caso del subsuelo de la Ciudad de México, particularmente en la Zona del Lago, la clasificación de los suelos se puede hacer comparando la variación de la resistencia de punta con la estratigrafía definida mediante sondeos con muestreo inalterado continuo.



a) Clasificación de suelos con el cono eléctrico (Sanglerat)

b) Clasificación de suelos con el cono eléctrico

Figura 1–12. *Criterios para clasificación de suelos de Sanglerat (a) y de Schmertmann (b), basados en mediciones realizadas con el cono eléctrico*

Parámetros de resistencia de los suelos

Arcillas saturadas

La resistencia al corte de las arcillas saturadas, determinada en laboratorio mediante pruebas triaxiales no drenadas c_u, se ha correlacionado experimentalmente con la resistencia a la penetración de la punta del cono eléctrico, de donde se ha obtenido la siguiente expresión aproximada.

$$c_u = q_c / N_k \qquad (1–1)$$

Donde:

c_u resistencia al corte no drenada, en kg/cm^2

q_c resistencia a la penetración del cono, en kg/cm^2

N_k coeficiente de correlación empírico

Los valores del coeficiente N_k, determinados para arcillas de la Ciudad de México, aparecen en la tabla *(1–8)*.

***Tabla** 1–8. Valores de Nk para suelos del Valle de México*

Tipo de suelo	q_c, kg/cm^2	c_u, kg/cm^2
Costra seca	$5 < q_c < 10$	q_c / 14
Arcillas blandas	$q_c > 5$	q_c / 13
Limos arcillosos duros	$q_c > 10$	q_c / 24

Suelos friccionantes

La correlación entre la resistencia de punta del cono y la compacidad relativa de arenas finas se muestra en la figura *1–13*.

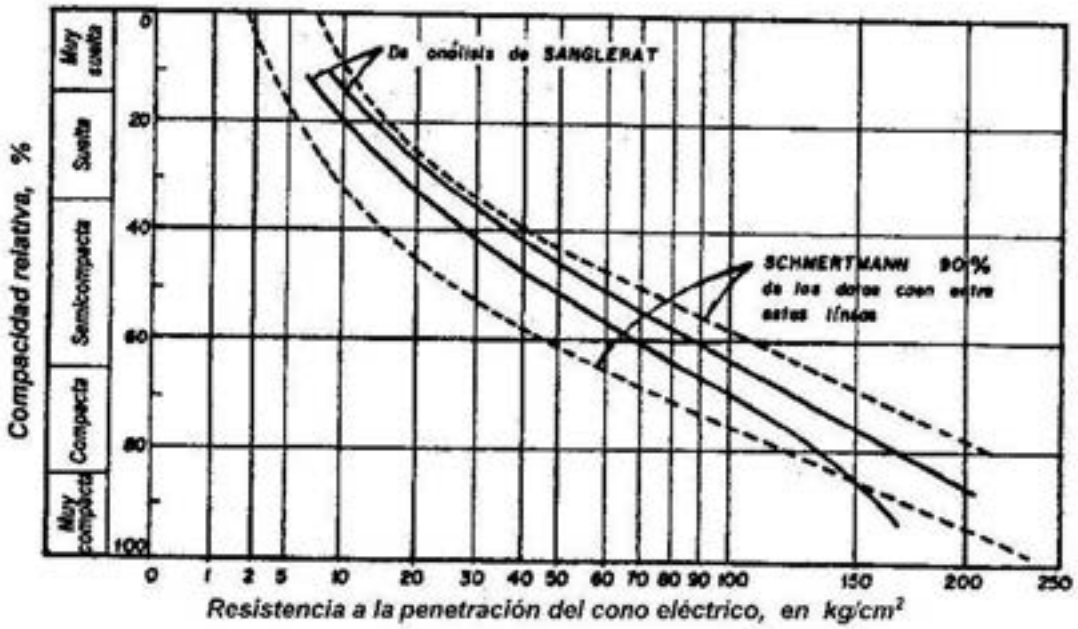


***Figura** 1–13. Resistencia a la penetración del cono vs Compacidad relativa en arenas finas.*

Suelos cohesivo-friccionantes

Para determinar el valor del ángulo de fricción interna, ϕ', se utilizan las fórmulas de capacidad de carga, empleando como datos la capacidad de carga última y la estimación del peso volumétrico; en la figura *1–14* se presenta una solución gráfica para determinar el valor de ϕ' en función de q_c y de p_o', donde p_o' es el esfuerzo vertical efectivo.

Este caso se resuelve considerando dos valores de la resistencia de punta cercanos, que corresponden a un mismo estrato (q_{c1} y q_{c2}). Así se

pueden plantear dos expresiones de la capacidad de carga última, que al considerarlas simultáneamente resultan:

$$\varphi = \tan^{-1}\left[\frac{q_{c2} - q_{c1}}{\gamma(z_2 - z_1)N_q} - 1\right] \qquad (1\text{–}2)$$

$$c = \frac{(q_{c1} + q_{c2}) - \gamma N_q(1 + tan\varphi)(z_1 + z_2)}{2N_c\left(1 + {}^{N_q}\!/_{N_c}\right)} \qquad (1\text{–}3)$$

donde:

c y ϕ	parámetros de la resistencia al corte
q_{c1} y q_{c2}	valores de la resistencia de punta ($q_{c2} > q_{c1}$)
z_1 y z_2	profundidades de medición
N_c y N_q	coeficientes de capacidad de carga
γ	peso volumétrico unitario del suelo

$$N_q = \frac{q_{c2} - q_{c1}}{\gamma(1 + tan\varphi)(z_2 - z_1)} \qquad (1\text{–}4)$$

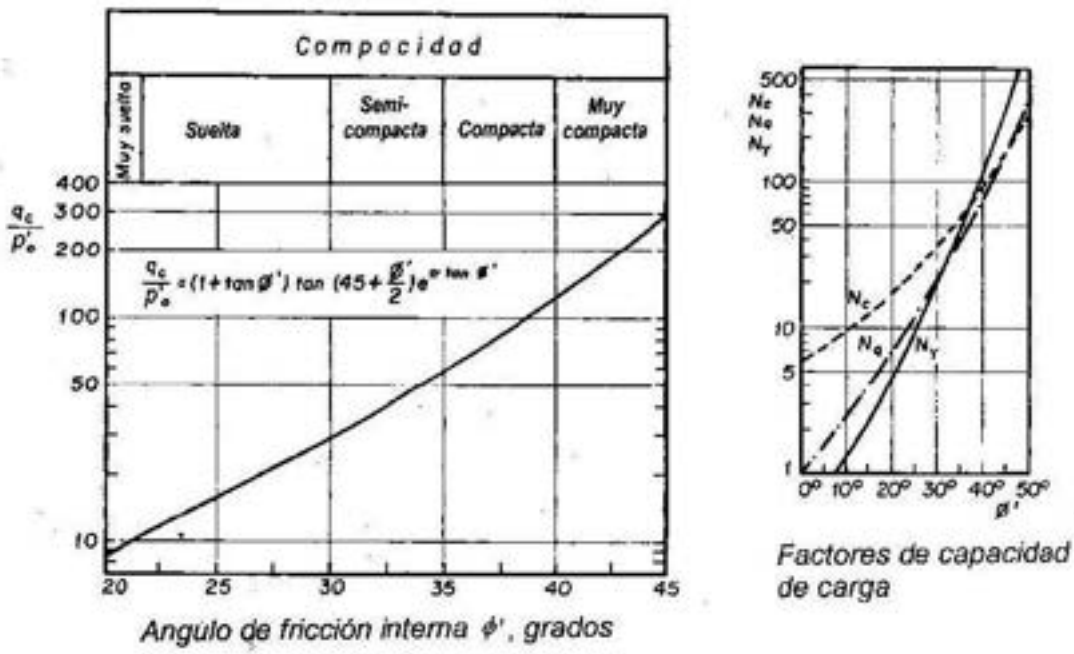


Figura 1–14. *Correlación entre ϕ', q_c/p_o' y Compacidad relativa Factores de capacidad de carga*

Para determinar el valor de ϕ se deben resolver por aproximaciones sucesivas las ecuaciones implícitas *(1–2) y (1–4)*; para ello, primero se supone un valor de ϕ para calcular N_q, con la ecuación *(1–4)* y con el valor obtenido calcular ϕ, con la ecuación *(1–2)*; este último se toma como valor inicial y se repite el cálculo, que converge en dos o tres iteraciones.

Comentarios

La prueba de penetración con cono es la técnica de exploración de suelos más eficiente y económica de que se dispone actualmente.

Los coeficientes de correlación, N_k, entre las mediciones con el cono y la resistencia al corte no drenada de las arcillas del Valle de México, están basados en un número reducido de sondeos inalterados; por ello deben utilizarse con reserva y de preferencia ratificarse con sondeos de correlación, para asegurarse de su validez.

El cono deberá calibrarse después de cada diez sondeos a fin de comprobar su confiabilidad.

Obtención de muestras inalteradas

En esta etapa se realizan trabajos de campo detallados, en puntos particulares del sitio y en estratos específicos, escogidos ambos en función de la definición previa de los problemas particulares que presentan los suelos y las rocas del lugar, según la información preliminar obtenida de la etapa anterior. La etapa final de campo comprende *la obtención de muestras inalteradas, de la mejor calidad posible*, de los estratos de suelo involucrados en cada caso; estas muestras son indispensable para la ejecución de ensayes de laboratorio confiables, cuyos resultados numéricos serán la base de los análisis de la capacidad carga y de los asentamientos o expansiones, que definirán el diseño de la cimentación y los procedimientos de construcción, así como su comportamiento inmediato y futuro. En ocasiones, cuando no es posible recuperar muestras inalteradas de algunos suelos o rocas con los equipos de muestreo tradicionales, o no es posible realizar pruebas de laboratorio en especímenes de gran tamaño, es necesario recurrir a *la ejecución de pruebas mecánicas de campo*, como complemento del estudio.

Procedimientos y herramientas

Pozos a cielo abierto

Muestras inalteradas de la mejor calidad se obtienen excavando *pozos a cielo abierto*, con sección cuadrada o circular, de 1.5 a 2 m por lado o diámetro, hasta profundidades de 5 a 10 m, si el nivel freático se encuentra a mayor profundidad. En los depósitos de tobas del poniente del Valle de México se han hecho sondeos de este tipo hasta más de 30 m de profundidad[15]. La excavación permite obtener la siguiente información:

- La observación detallada de la estratigrafía y la clasificación geológica y geotécnica de cada estrato,
- Obtención de muestras inalteradas labradas directamente de cada uno de los estratos; las muestras pueden ser de forma cúbica, de 20 cm por lado, o cilíndricas de 20 cm de diámetro, después de labradas se protegen envolviéndolas en una capa de tela recubierta con una mezcla de cera, parafina y brea, en partes iguales, para evitar la pérdida de humedad; puede usarse también una envoltura de plástico adherente *(egapack)*
- Cuando no se pueden labrar buenas muestras por falta de cohesión del suelo, o por la presencia de gravas grandes o cantos rodados, puede ser necesario realizar en el sitio pruebas mecánicas de gran tamaño para determinar la resistencia al corte y la compresibilidad de esos materiales. Esta es una posibilidad que solamente permiten los pozos a cielo abierto.

Se pueden excavar pozos a cielo abierto bajo el nivel freático, pero esta labor requiere el abatimiento del nivel del agua para mantener seca y estable la excavación.

La excavación se realiza con el auxilio del pico y la pala o de herramientas neumáticas manuales si se trata de suelos duros, cementados. En suelos inestables se requiere ademar las paredes del pozo. Su ejecución es generalmente más lenta y costosa que la perforación con máquina combinada con el uso de muestreadores apropiados para obtener muestras inalteradas. Por tal razón, solamente se emplea este método cuando el muestreo en pozos de pequeño diámetro perforados a máquina no permite obtener muestras inalteradas de buena calidad, como es el caso de los suelos duros o que contienen gravas o boleos.

Muestreo inalterado de suelos finos cohesivos

En los *suelos finos cohesivos*, como son: las arcillas, arcillas limosas o arenosas o mezclas de arena limo y arcilla que contienen más de 20 % de finos plásticos, pero no contienen grava, pueden obtenerse muestras inalteradas de calidad satisfactoria empleando muestreadores tubulares de pared delgada hincados a presión y velocidad constante en perforaciones de pequeño diámetro, de 10 a 20 cm. Existen varios diseños de tubos muestreadores de este tipo, entre los cuales el más utilizado y sencillo es el conocido como tubo Shelby. Con algunas variantes en su diseño, este tipo de muestreador es usado en arcillas de muy variada consitencia, desde las muy blandas hasta las de consistencia dura.

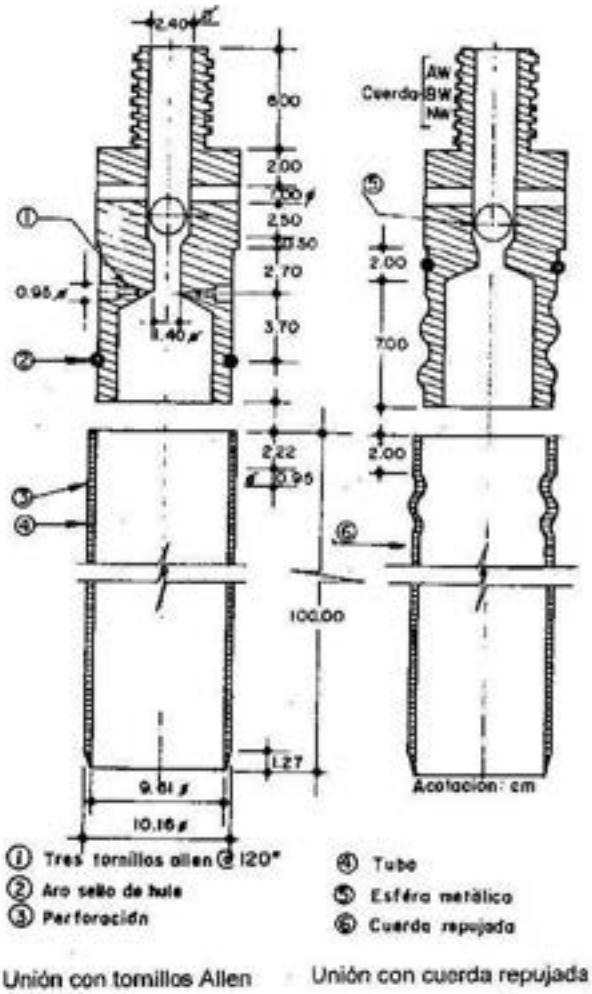


Figura 1–15. *Muestreador Shelby de pared delgada, para obtener muestras inalteradas en arcillas.*

Tubo de pared delgada (tubo Shelby)

Al introducir en el suelo un tubo de pared gruesa se produce el desplazamiento de un volumen de suelo que, unido a los esfuerzos repentinos del hincado, producen una fuerte distorsión de la estructura natural del suelo; por este motivo se recurre a la utilización de un tubo de acero, de pared delgada, afilado en su extremo inferior, que ilustra la figura *1–15*, el cual se hinca a presión y a velocidad constante, con objeto de introducir esfuerzos pequeños que perturben en un grado mínimo a la estructura del suelo. En sus investigaciones Hvorslev[16] encontró que, si el volumen desplazado por el tubo es menor que 10% del volumen de la muestra extraída, la alteración se mantiene dentro de limites razonables. Esta condición geométrica para el tubo Shelby queda definida por la siguiente expresión:

$$\frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2} \leq 0.1$$

Donde:

D_e Diámetro exterior del tubo
D_i Diámetro interior del tubo

Además, es necesario que el extremo afilado del tubo tenga un diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del tubo, a fin de que los esfuerzos de fricción entre la muestra y el tubo se reduzcan a un mínimo y la muestra pueda penetrar en él sin formar un tapón, que reduciría notablemente el porcentaje de recuperación de muestra. y su calidad. Según Hvorslev, la holgura entre la muestra y el tubo debe ser de 1% a 3% expresada de la siguiente manera:

$$0.01 < \frac{D_i - D_0}{D_i} < 0.03$$

Donde:

D_0 *Diámetro de la boca del tubo*

La mayor holgura es adecuada para arcillas muy expansivas y la mínima para arcillas no expansivas. Esta holgura no debe ser excesiva, pues la falta de adherencia entre la muestra y el tubo impide extraer el espécimen de suelo del fondo de la perforación. La válvula de la cabeza del muestreador permite la salida del agua del interior del tubo al entrar la muestra y, al mismo tiempo, evita que el agua de la

perforación ejerza presión sobre la cara superior de la muestra al retirar el muestreador de la perforación, la cual expulsaría la muestra del tubo.

Antes de hincar el tubo Shelby en el terreno que se va a muestrear es indispensable hacer una buena limpieza del fondo de la perforación para evitar que existan sedimentos que se introduzcan en el muestreador y disminuyan el porcentaje de recuperación de muestra.

El tubo Shelby de pared delgada no puede emplearse para obtener muestras de arcillas muy duras o de otros suelos de consistencia natural semejante. Esta limitación obedece a la resistencia estructural propia del tubo, el cual se dobla bajo la carga necesaria para hincarlo en suelos de alta consistencia. El hincado puede hacerse valiéndose de los gatos hidráulicos del cabezal de la máquina perforadora o de un gato hidráulico especialmente diseñado para el objeto

La presencia de gravas o boleos impide el uso del tubos muestreadores de pared delgada.

Muestreador de doble tubo

En arcillas duras, puede recurrirse al uso de un tubo con pared más gruesa, para darle mayor resistencia estructural; puede aceptarse una relación de áreas hasta de 20%, colocándole una zapata de corte alargada con un ángulo exterior no mayor de 2°. Un muestreador de diseño reciente desarrollado por E.Santoyo Villa [17] que se muestra en la figura *1-16,* tiene una pared más gruesa que el tubo Shelby normal, pero gracias a sus características de diseño produce muestras de gran calidad y alta recuperación tanto en arcillas muy duras como en las más blandas. Está provisto de un dispositivo para crear vacío que actúa sobre la cabeza de la muestra y evita que ésta sea expulsada por el agua de la perforación al ser extraído el muestreador. La muestra de suelo es recibida y protegida por un tubo interior de aluminio anodizado y barnizado que impide la corrosión. El tubo interior tiene 10 cm de diámetro y espesor de 1 mm y está dividido en segmentos de 20 cm de longitud, torneados en sus extremos para un ajuste perfecto entre ellos. La zapata de corte es de acero de alta dureza y filo muy agudo, y su ángulo exterior es pequeño. Al extraer el tubo protector interior la muestra de suelo se corta en segmentos con alambre de acero y cada segmento se protege en ambos extremos por tapas herméticas de polietileno para impedir la pérdida de agua por evaporación.

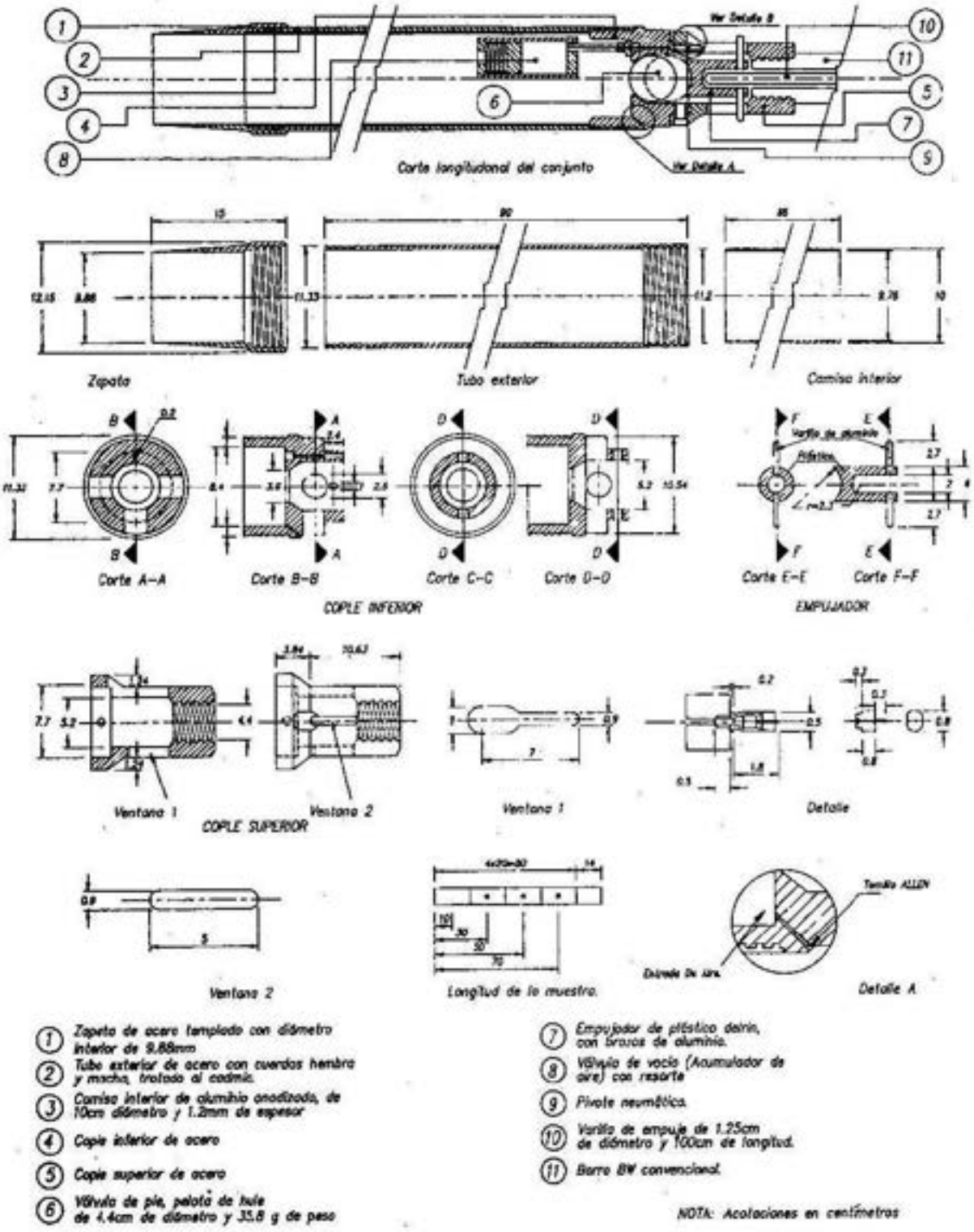


Figura 1-16. Muestreador TGC, para obtener muestras de alta calidad en arcillas

Barril muestreador Denison

La obtención de muestras inalteradas de suelos duros, cementados, que se encuentran sobre el nivel freático, como las tobas de la formación Tarango, que se localizan al poniente del Valle de México, plantea algunos problemas especiales, ya que se trata de cenizas volcánicas cuya textura va desde los limos hasta las arenas limosas, con grados de cementación variable, desde resistencia a la compresión simple nula hasta valores mayores de 20 kg/cm^2. Sin embargo, esta consistencia no es suficiente para soportar los esfuerzos de torsión inducidos por los barriles muestreadores de doble tubo giratorio que se emplean comúnmente para el muestreo de rocas de mayor resistencia. Esta limitación ha llevado al diseño de barriles muestreadores especiales, uno de los cuales es el conocido como *barril Denison.* Este es, en rigor, un barril doble giratorio de gran tamaño, para obtener muestras de 10 a 20 cm de diámetro. Está constituido por 2 tubos concéntricos, como se ilustra en la figura *1–17a.* El tubo interior está unido a la cabeza del muestreador a través de un cojinete de bolas *(balero)* ubicado en la parte superior del tubo, con lo cual se logra que ambos tubos puedan girar independientemente uno del otro. En su extremo inferior el tubo interior está provisto de una zapata afilada, y el exterior de una broca dentada con insertos de carburo de tungsteno, que al girar corta al material; la zapata del tubo interior generalmente sobresale de la broca. El barril se hace avanzar aplicando una carga vertical que hinca a la zapata haciendo que la muestra penetre en el tubo interior, el cual permanece fijo, mientras el exterior gira cortando el material que ha quedado fuera del tubo interior. Cuando el barril opera sobre el nivel freático, las cortaduras son conducidas hasta la superficie mediante aire comprimido, que se hace circular a través de las barras de perforación y entre ambos tubos concéntricos, conservando así la humedad natural de la muestra de suelo. Bajo el nivel freático, el aire comprimido se substituye por agua o lodo bentonítico. El tubo interior está provisto de una camisa metálica delgada, cuyo diámetro puede ser de 10 a 20 cm, en la cual se aloja la muestra y, en ocasiones, lleva una trampa de canasta arriba de la zapata para asegurar que la muestra no se salga al extraer el tubo de la perforación.

Con el muestreador Denison pueden obtenerse especímenes razonablemente inalterados de materiales con un amplio rango de consistencias, variando desde los suelos duros, cuya resistencia en compresión simple sea mayor de 5 kg/cm^2, hasta las rocas blandas con menos de 50 kg/cm^2,

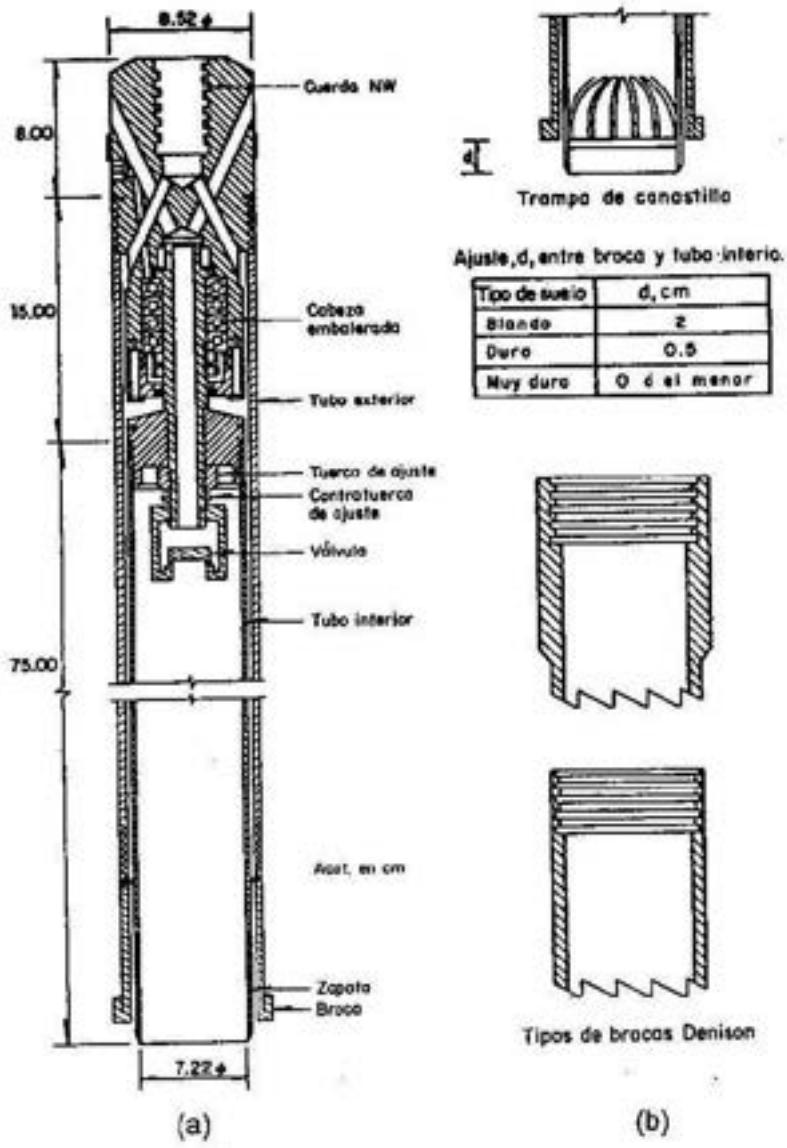


Figura 1-17. Muestreador Denison, de doble barril para obtener muestras de suelos duros.

para lo cual se utilizan distintas terminales en el extremo inferior. Para los suelos duros, se emplea una zapata que sobresale de 1 a 2 cm, mientras que, para las rocas blandas se utiliza otra que escasamente sobresale de la broca 1 a 2 mm. Para muestrear suelos duros y rocas blandas o alteradas, la broca está provista de perforaciones en su base, que permiten la salida del fluido de perforación sin tocar la muestra, reduciéndose así la erosión sobre el espécimen y aumentando la recuperación. En suelos sobre el nivel freático es necesario emplear aire comprimido como fluido de perforación, para evitar que las muestras cambien su contenido de agua natural. Pueden obtenerse también

muestras de roca de mayor consistencia, para lo cual la broca con dientes de carburo de tungsteno se substituye por otra provista de diamante industrial; entonces, el tubo interior no sobresale de la broca, según se ilustra en la figura *1–17b*, y la trampa de canasta se substituye por un resorte en forma de cuña que permite atrapar el cilindro de roca al extraer el barril muestreador de la perforación.

Debe tenerse presente que en las tobas blandas y en los depósitos de suelos cuya resistencia en compresión es menor de 5 kg/cm^2, los esfuerzos torsionantes y la erosión propios de este tipo de muestreadores causa gran alteración, y hasta destrucción total, de las muestras de suelo.

Capítulo 1-5 98

Relaciones volumétricas y gravimétricas 98

Porosidad (n). *99*

Relación de vacíos (e) *99*

Compacidad relativa (C_r) *100*

Grado de saturación (G). *100*

Relaciones gravimétricas. **101**

Contenido de agua(w) *101*

Peso específico de los sólidos (S_s) *101*

Peso volumétrico seco (γ_d) *102*

Peso volumétrico húmedo (γ_h) *102*

Capítulo 1-5

Relaciones volumétricas y gravimétricas

Los suelos están constituido por *partículas sólidas, agua y gases.* Los volúmenes relativos de cada una de estas tres fases determinan *la compacidad, el contenido de agua y el grado de saturación* de un espécimen de suelo cualquiera, y estas proporciones hacen variar *la compresibilidad, la resistencia al corte y la permeabilidad* de un mismo suelo. La figura *1–18* presenta, esquemáticamente, cómo se considera integrado el volumen de un prisma de suelo, en el que los volúmenes de los componentes se representan por las siguientes literales:

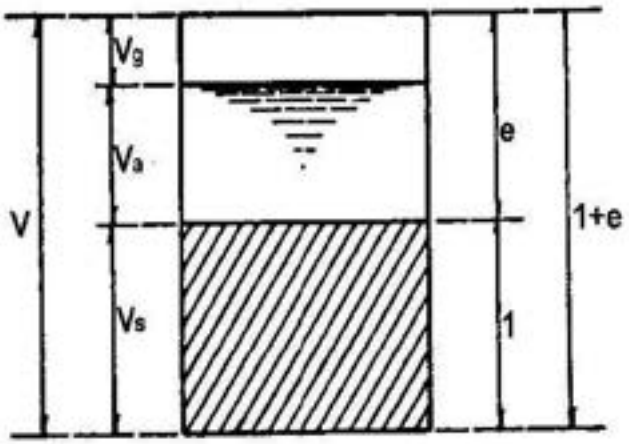


Figura 1-18. *- Relaciones volumétricas en un prisma de suelo.*

- V Volumen total del prisma de suelo,
- V_v Volumen de los huecos entre las partículas sólidas, llamados también vacíos,
- V_s Volumen ocupado por las partículas sólidas.
- V_a Volumen de agua
- V_g Volumen de gases

Observando la figura *1–18*, puede escribirse la siguiente ecuación:

$$V = V_v + V_s \qquad (1–5)$$

Por otra parte, el volumen de los huecos, *o volumen de vacíos,* está a su vez ocupado por agua y gases, de manera que la expresión *(1–5)* puede escribirse:

$$V = V_s + V_a + V_g \qquad (1\text{–}6)$$

De estas definiciones resultan algunas relaciones volumétricas de uso común en la Mecánica de los Suelos:

Porosidad (n).

Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total, expresada en porcentaje:

$$n = 100\frac{V_v}{V} \qquad (1\text{–}7)$$

La porosidad de los suelos puede variar desde un *25%*, para arenas o gravas muy compactas, hasta un *93%*, para arcillas coloidales muy blandas como las del Valle de México.

Relación de vacíos (e)

Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos, expresada por:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \qquad (1\text{–}8)$$

La porosidad puede expresarse en función de la relación de vacíos en la siguiente forma:

$$n = \frac{V_v}{V_v + V_s} = \frac{V_v/V_s}{V_v/V_s + V_s/V_s} = \frac{e}{1+e}$$

De donde:

$$n = \frac{e}{1+e} \qquad (1\text{–}9)$$

De esta última ecuación se puede apreciar que una relación de vacíos de *0.33* es igual a una porosidad de *24.8%*, que correspondería a una arena o grava bien graduada y muy compacta; mientras que otro valor de la relación de vacíos de *14* es igual a una porosidad de *93.3%*, similar a la de una arcilla coloidal muy blanda del Valle de México.

Compacidad relativa (C_r)

En los suelos constituidos principalmente por partículas *gruesas (arena o grava),* el ángulo de fricción interna y la compresibilidad han sido correlacionadas, de manera experimental y práctica, con el concepto de la *compacidad relativa*, que no es otra cosa que una manera de expresar la *porosidad natural* de este tipo de suelos con respecto *a la mínima porosidad* que pueden alcanzar si se les compacta adecuadamente para que alcancen *su máximo peso volumétrico seco.* La compacidad relativa es definida por la siguiente expresión:

$$C_r = \frac{e_n - e_{min}}{e_{max} - e_{min}} 100 \qquad (1\text{–}10)$$

Expresión en la que:

- e_{max} Relación de vacíos máxima, que alcanza el suelo en su estado más suelto
- e_{min} Relación de vacíos mínima para el estado más compacto posible
- e_n Relación de vacíos del suelo en su estado natural

De acuerdo con esta ecuación, un valor de $C_r = 100\%$ significa que el suelo se encuentra en su estado más compacto; mientras que, cuando $C_r = 0\%$, está en su estado más suelto posible

Grado de saturación (G).

La relación entre el volumen de agua y el de vacíos expresa el porcentaje del volumen total de huecos ocupado por el agua del suelo, según la ecuación:

$$G = 100 \frac{V_a}{V_v} \qquad (1\text{–}11)$$

De aquí se ve que, si todo el volumen de los huecos está ocupado por agua, se tendrá $V_a = V_v$ y el grado de saturación $G = 100\%$. En el otro extremo, en un suelo seco, en el que $V_a = 0$, el grado de saturación $G = 0\%$

Relaciones gravimétricas.

Considerando los pesos de *la fase líquida y de la fase sólida* que forman al suelo se establecen las siguientes *relaciones gravimétricas*, que son un complemento de las relaciones volumétricas para los cálculos comúnmente efectuados en las aplicaciones prácticas de la Mecánica de Suelos.

Contenido de agua(w)

Siendo W_s el peso seco de los sólidos del suelo y W_a el peso del agua, *el contenido de agua (también llamado contenido de humedad)* se expresa como un porcentaje del peso seco de los sólidos por la siguiente relación:

$$w = 100\frac{W_a}{W_s} \qquad (1\text{–}12)$$

Peso específico de los sólidos (S_s)

Se define como el peso específico de la materia, mineral u orgánica, que constituye a las partículas del suelo y se le expresa por la relación:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \qquad (1\text{–}13)$$

Es común el uso del término *densidad de los sólidos* s_s, expresada por la relación entre el peso γ_s y el peso específico del agua γ_w, dada por:

$$s_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \qquad (1\text{–}13a)$$

En el sistema CGS, ambos términos son prácticamente idénticos, puesto que el peso específico del agua puede considerarse razonablemente constante a temperatura ambiente e igual a $1gr/cm^3$.

En la mayoría de los suelos minerales, la densidad de los sólidos suele variar en un intervalo de *2.2 a 2.9*, con un gran promedio de *2.65*, semejante a la densidad del cuarzo; son excepción los suelos de partículas de minerales pesados.

A partir de la ecuación *(1–13)* se obtiene el valor del volumen de sólidos para un espécimen de suelo cualquiera, conociendo su peso seco W_s y su peso específico γ_s.

Peso volumétrico seco (γ_d)

Se define como el peso del suelo seco por unidad de volumen total de suelo y se expresa por:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \qquad (1\text{–}14)$$

Peso volumétrico húmedo (γ_h)

Es el peso por unidad de volumen total del suelo, incluyendo el peso del agua:

$$\gamma_h = \frac{W_s + W_a}{V} = \frac{W_s + wW_s}{V} = \gamma_d(1 + w) \qquad (1\text{–}15)$$

Capítulo1–6.....104

Flujo del agua a través del suelo 104

Permeabilidad 104

Medición de la permeabilidad en el laboratorio 104

Coeficiente de permeabilidad..... 104

Medición de la permeabilidad en el campo 108

Fuerzas de filtración..... 110

Consecuencias del flujo del agua en excavaciones..... 114

Ecuación general del flujo bidimensional en un suelo..... 115

Trazo manual de la red de flujo 117

Aplicaciones de la red de flujo.....122

Ejemplo 122

Gasto de filtración. 123

Presión del agua en un punto de la red 124

Gradiente hidráulico..... 125

Capítulo1–6

Flujo del agua a través del suelo

Permeabilidad

Se conviene generalmente en llamar *permeabilidad de un suelo* a la mayor o menor facilidad con la que el agua puede fluir a través de sus poros. La experimentación demuestra que el agua fluye a través de un suelo, bajo la misma carga hidráulica, con mayor facilidad mientras mayor sea el tamaño de sus poros. En forma relativa, se acostumbra llamar:

- *Suelos permeables* a las arenas y gravas limpias, cantos rodados y enrocamientos,
- *Suelos impermeables* a las arcillas de alta plasticidad y a todos aquellos suelos cuyo contenido de arcilla es tal que ésta sella los huecos que dejan los granos de tamaño mayor,
- *Suelos semipermeables* aquellos en los que el agua fluye con velocidades intermedias a las correspondientes a los grupos anteriores.

Aun cuando esta terminología cualitativa es de uso común en la geotecnia, en las aplicaciones prácticas de esta propiedad hidráulica de los suelos es necesario expresar la permeabilidad en términos cuantitativos.

Medición de la permeabilidad en el laboratorio

Coeficiente de permeabilidad

El flujo del agua a través de un medio poroso fue estudiado por Darcy, hace aproximadamente un siglo, quien estableció la ley que lleva su nombre, la cual expresa que, *la velocidad media con la que el agua fluye a través de un medio poroso es directamente proporcional al gradiente*

hidráulico. Esta ley se expresa por la ecuación:

$$v = k\, i \qquad (1\text{–}16)$$

En la que:

- k *coeficiente de permeabilidad* que depende del tamaño de los poros del suelo;
- i gradiente hidráulico medio.

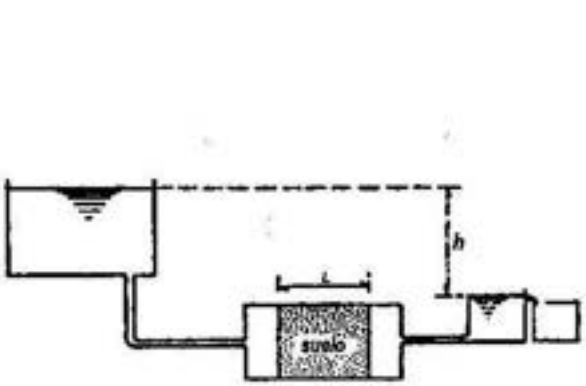


Figura 1-19. Carga constante

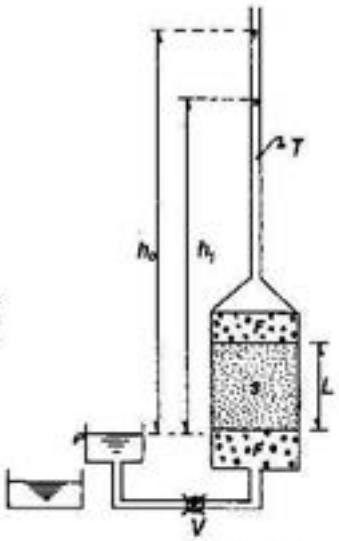


Figura 1-20. Carga Variable

Figuras 1–19 y 1–20.- *Dos tipos de permeámetros de labotatorio*

La figura *1–19* ilustra esquemáticamente el significado físico de la ley de Darcy. El agua fluye bajo una carga hidráulica constante h a través de un prisma de suelo de longitud L, cuya área de la sección transversal es A. Siendo q el gasto que pasa a través del prisma, la ecuación *(1–16)*, tendrá la forma:

$$(q\ /\ A) = v = k\, i = k\, (h\ /\ L)$$

De donde:

$$k = \frac{qL}{Ah} \qquad (1\text{–}17)$$

El esquema de la figura *1–19* presenta *un permeámetro de carga constante* mediante el cual se mide, en el laboratorio, el coeficiente de permeabilidad expresado en los términos de la ecuación *(1–17)*. Se observa en esta ecuación que las dimensiones del coeficiente k son las de

una velocidad, por lo que en el sistema métrico se acostumbra expresarlo en *cm/seg*.

La ley de Darcy, aplicada a los suelos, tiene una validez limitada, como se desprende de la ecuación *(1–16)*, si se despeja *i:*

$$i = \frac{h}{L} = \frac{v}{k} \qquad (1\text{–}18)$$

Lo cual puede expresarse en los siguientes términos: *La pérdida de carga por unidad de longitud (i) es directamente proporcional a la velocidad media del agua.* En la hidráulica se sabe que esta condición se cumple cuando se tiene un régimen laminar. Para la gran mayoría de los suelos sujetos a los gradientes que normalmente se tienen en los casos prácticos, el agua fluye bajo régimen laminar. Sin embargo, se exceptúan de esta generalización *las arenas gruesas y las gravas* cuyos granos son mayores de 0.5 mm, *en las que el flujo es turbulento.*

Al ensayar suelos de *muy baja permeabilidad mediante el permeámetro de carga constante* se obtienen gastos tan pequeños que este tipo de prueba resulta impráctico; se recurre entonces al empleo de un *permeámetro de carga variable*, cuyo esquema muestra la figura *1–20.* Está formado por un cilindro *L*, dentro del cual se coloca una muestra de *suelo de baja permeabilidad S*, protegido por filtros de piedra porosa *F.* Conectado al cilindro hay un tubo *T*, cuya de la sección transversal tiene un área *a*, pequeña, comparada con el área *A*, de la sección del prisma de suelo, que es igual a la del cilindro que lo contiene. Estando todo el sistema del permeámetro saturado, el agua en el tubo *T* a una altura inicial h_0 , y la válvula *V* cerrada; al abrir ésta, el nivel del agua en el tubo comienza a descender hasta alcanzar una altura h_1 despues de un tiempo t_1, en que se vuelve a cerrar. En un instante cualquiera de ese tiempo transcurrido, el gasto q_1, a través del tubo, debe ser igual al gasto que pasa por el prisma de suelo, q_s:

$$q_1 = q_s$$

El gasto en el tubo puede expresarse mediante:

$$q_1 = v_1 a = -\frac{dh}{dt} a \qquad (1\text{–}19)$$

Por otra parte, según la ley de Darcy, el gasto en el prisma de suelo es

$$q_s = kiA = k\frac{h}{L}A \qquad (1\text{–}19a)$$

Igualando las ecuaciones (1–19) y (1–19a):

$$k\frac{h}{L}A = -\frac{dh}{dt}a \qquad (1\text{–}19b)$$

Integrando y despejando se obtiene:

$$k = 2.3\frac{aL}{At_1}\log\frac{h_o}{h_1} \qquad (1\text{–}20)$$

El cuadro de la figura. *1–21* muestra el intervalo de variación de los valores del coeficiente de permeabilidad, para una amplia gama de suelos, que abarca desde los *suelos permeables* hasta los *impermeables*; se muestra también el tipo de prueba más conveniente para cada caso y el grado de experiencia que se requiere del operador para obtener buenos resultados de la prueba, según A. Casagrande y Fadum[28].

Para que los resultados de los ensayes de permeabilidad sean aplicables a los problemas reales es indispensable que los especímenes en que se ejecuten las pruebas sean representativos de las características medias de los materiales que intervienen en la cimentación. En ocasiones resulta difícil satisfacer esta condición, cuando se trata con depósitos fluviales heterogéneos cuyas características naturales son muy variables de un lugar a otro del terreno. Es aconsejable en estos casos recurrir a la determinación del valor medio del coeficiente de permeabilidad mediante pruebas de campo, capaces de afectar a una gran masa de suelo, en lugar de un espécimen pequeño que se emplea en las pruebas de laboratorio. Otra razón más para preferir las pruebas de campo, en tales circunstancias, son las dificultades de carácter práctico que se presentan cuando se trata de obtener muestras inalteradas de los depósitos de grava y arena. Pero aún cuando estas dificultades pudieran vencerse, la heterogeneidad típica de esos depósitos hace que el valor de

k obtenido en el laboratorio no sea representativo *del valor medio en el depósito natural.*

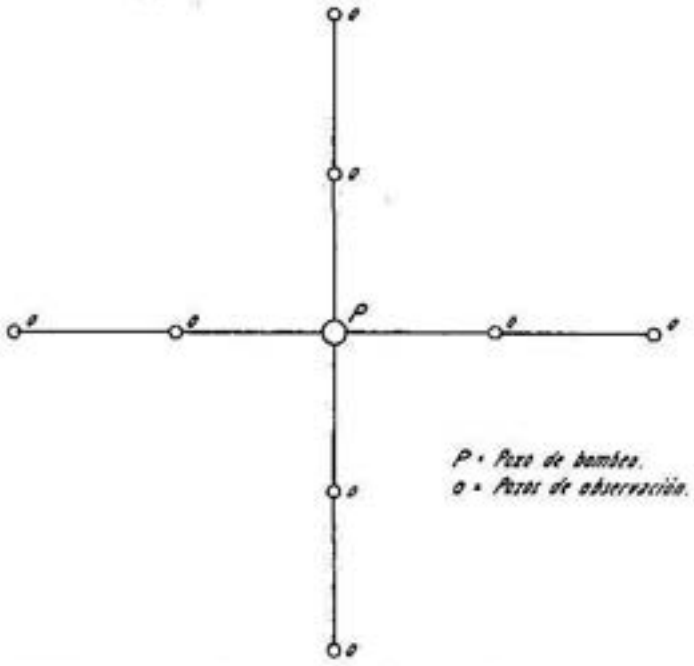


figura (a). Distribucion en Planta de los Pozos de Observacion

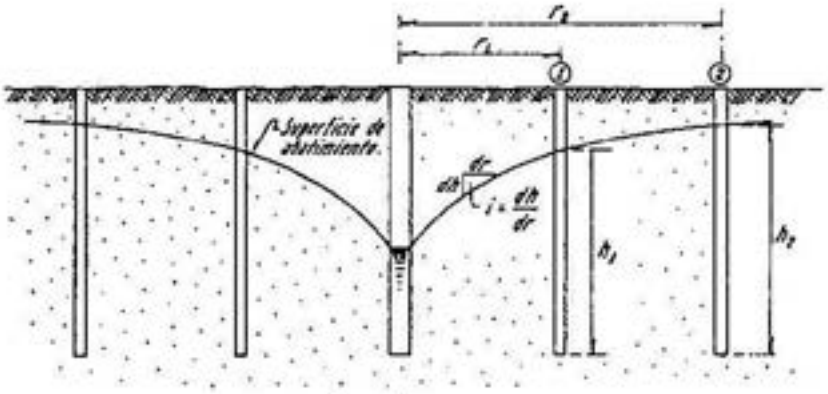


figura (b)

Figura 1–22.- *Prueba de bombeo para determinar la permeabilidad de un depósito de arena, por el método de Thiem*

Medición de la permeabilidad en el campo

La prueba de bombeo es el método más confiable para la determinación de la permeabilidad en el campo. En esencia, consiste en extraer agua de un pozo perforado en el depósito, bombeando de él un gasto constante q y midiendo el abatimiento del nivel freático producido en varios puntos

localizados en la vecindad del pozo, figura *1–22*, en los cuales se instalan piezómetros o tubos de observación.

Recurriendo nuevamente a la ecuación de Darcy; considerando una superficie cilíndrica imaginaria alrededor del pozo de bombeo y aceptando, como hipótesis simplificatoria, que el gradiente hidráulico medio en cualquier punto de esta superficie sea igual a la pendiente de la curva de abatimiento, se podrá escribir:

$$q = k\frac{dh}{dr}2\pi rh$$

de donde:

$$q\int_{r_1}^{r_2}\frac{dr}{r} = 2\pi k\int_{h_1}^{h_2} hdh$$

Integrando:

$$k = \frac{2.3q}{\pi\left(h_2^2 - h_1^2\right)}\log\frac{r_2}{r_1} \qquad (1\text{–}21)$$

Si el depósito permeable se encuentran cubierto por un estrato impermeables, de manera que el espesor permeable es constante e igual a H, se tiene:

$$q = kiA = k\frac{dh}{dr}2\pi rH$$

De donde:

$$k = \frac{2.3q}{2\pi H\left(h_2 - h_1\right)}\log\frac{r_2}{r_1} \qquad (1\text{–}22)$$

Las ecuaciones anteriores se basan en dos hipótesis adicionales:

1. El material en que se hace la prueba de bombeo es homogéneo
2. El nivel freático original, antes del bombeo, es una superficie horizontal.

Puesto que estas hipótesis no se satisfacen en algunos casos reales, es indispensable instalar por lo menos 8 estaciones de observación piezométrica dispuestas en planta como ilustra el croquis de la figura *1–22ª*. Los valores de h_1, h_2, r_1 y r_2 que se empleen en el cálculo deberán

ser los promedios correspondientes:

Influencia de la temperatura

Puesto que el coeficiente de permeabilidad se expresa en términos de la velocidad con la que el agua fluye a través del suelo, bajo un gradiente unitario y en régimen laminar, dicha velocidad es una función directa de la viscosidad del agua, la cual, a su vez, depende de la temperatura de ésta. Por tal motivo se acostumbra referir la permeabilidad de un suelo a la que le corresponde cuando el agua tiene una temperatura de *20°C*. Esta corrección se hace de acuerdo con la expresión:

$$k = k_{ta}\frac{\mu_{ta}}{\mu_{20}} \qquad (1\text{–}23)$$

En la que: k_{ta} es el coeficiente de permeabilidad medido a la temperatura t_a, durante la prueba, en tanto que, μ_{ta} y μ_{20} son las viscocidades del agua a la temperatura ambiente t_a, y $t_{20}=20°C$, respectivamente.

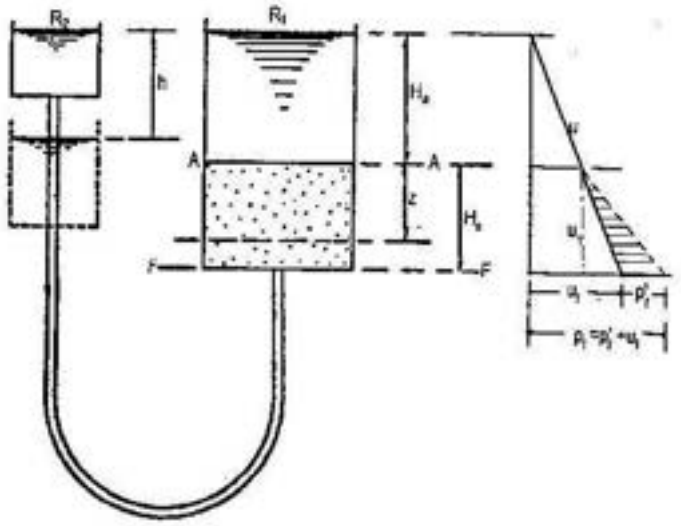


Figura 1–23.- Esfuerzos producidos por el flujo de agua en el suelo

Fuerzas de filtración.

Al fluir el agua a través de los poros en una masa de suelo, ejerce esfuerzos sobre las partículas que lo constituyen; estos esfuerzos afectan significativamente al equilibrio de la masa de suelo. Para explicar cómo se generan y se valúan *los esfuerzos y las fuerzas de filtración* a que dan lugar, resulta de gran utilidad el dispositivo que muestra la figura *1–23*.

El dispositivo está formado por dos recipientes, R_1 y R_2, llenos de agua hasta el mismo nivel, conectados por el fondo mediante una manguera flexible. El recipiente R_1 contiene arena fina hasta una altura H_a sobre el fondo. Cuando el agua está al mismo nivel en ambos recipientes no existe flujo. En esta condición hidrostática, la presión total p_z, ejercida por el agua y el suelo en un plano horizontal, a cualquier profundidad z, dentro del prisma de suelo, puede expresarse como sigue:

$$p_z = \gamma_w H_a + \gamma_s z \qquad (1\text{–}24)$$

En la que γ_w es el peso específico del agua y γ_s el peso volumétrico del suelo saturado *(suelo + agua)*.

Por otra parte, la presión total, p_z, ejercida en ese mismo plano Z-Z, dentro de la arena, tiene dos componentes: una ejercida por el agua de los poros del suelo, u_z, y otra que se transmite a través de los contactos de las partículas de la arena sumergida en el agua, p'_z. Por lo tanto, la presión total p_z se expresa también por la siguiente ecuación:

$$p_z = u_z + p'_z \qquad (1\text{–}24a)$$

Donde:

- p_z *Presión total*
- u_z Presión en el agua de los poros, o simplemente *presión de poro*
- p'_z Presión intergranular o *presión efectiva.*

La presión de poro en el plano *Z-Z* vale:

$$u_z = \gamma_w (H_a + z) \qquad (1\text{–}25)$$

De la ecuación *(1–24a)* se obtiene la presión intergranular:

$$p'_z = p_z - u_z$$

Substituyendo en esta última las ecuaciones *(1–24)* y *(1–25)*, y simplificando:

$$p'_z = (\gamma_s - \gamma_w) z \qquad (1\text{–}26)$$

A la diferencia de pesos volumétricos $(\gamma_s - \gamma_w) = \gamma'$ se le conoce como *peso volumétrico del suele sumergido*, que no es más que una consecuencia de la ley de Arquímedes; por lo tanto, la presión vertical efectiva, para un punto cualquiera dentro de la masa de un suelo sumergido, a la profundidad z, vale:

$$p'_z = \gamma' z \qquad (1\text{–}27)$$

Siguiendo un razonamiento semejante, la presión total en el fondo del recipiente puede expresarse de cualquiera de las dos maneras siguientes:

$$p_f = \gamma_w H_a + \gamma_s H_s \qquad (1\text{–}28)$$

o bien:

$$p_f = \gamma_w (H_a + H_s) + \gamma' H_s$$

que en forma simplificada se expresa por:

$$p_f = u_f + p'_f \qquad (1\text{–}28a)$$

Si se hace descender al recipiente R2 respecto al R_1 en una altura h y se mantiene ese desnivel constante, el agua de R1 fluye haca abajo a través del prisma de suelo. Esè flujo crea nuevas condiciones de equilibrio en los esfuerzos soportados por el agua y los granos del suelo.
En estas nuevas condiciones, la presión de poro en el fondo ha disminuido en una cantidad igual a $\gamma_w h$, respecto al valor que tenía para la condición hidrostática inicial. Su nuevo valor se expresa ahora por:

$$u_{f1} = \gamma_w (H_a + H_s - h) \qquad (1\text{–}29)$$

Por otra parte, es fácil ver, a partir de la ecuación *(1–28)*, que el valor de la presión total, p_f, en el fondo del recipiente R1 no ha cambiado, ya que ninguno de los términos del segundo miembro de dicha ecuación varía para la nueva condición de flujo.

De aquí se concluye que, permaneciendo constante el valor de la presión total p_f, la disminución que sufre la presión de poro debe ocurrir a expensas de un aumento igual de la presión intergranular p'_f. Esta última puede expresarse:

$$p'_f = \gamma' H_s + \gamma_w h \qquad (130)$$

Considerando una ley de variación lineal de la pérdida de carga entre los planos A y F, la presión efectiva en cualquier plano horizontal dentro del prisma de suelo vale.

$$p'_z = \gamma' z + \gamma_w (z/H_s) h$$

O también, puesto que $h/H_s = i$ es el gradiente hidráulico medio,

$$p'_z = \gamma' z + \gamma_w z i \qquad (1\text{–}31)$$

Es evidente que, si en lugar de hacer descender al tanque R_1 se le hace ascender respecto a R_2 el flujo ocurre en sentido contrario y la ecuación *(1–31)* debe escribirse:

$$p'_z = \gamma' z - \gamma_w z i \qquad (1\text{–}32)$$

El término $\pm\gamma_w z i$ representa el incremento o disminución del esfuerzo efectivo causado por las fuerzas de fricción que se desarrollan sobre las partículas al fluir el agua a través del suelo, denominadas fuerzas de filtración.

Observando la ecuación *(1–32)* se ve que, cuando el flujo es ascendente, el gradiente hidráulico puede llegar a tener un valor tal que se anule el segundo término de esta ecuación; lo cual equivale a decir que, *las fuerzas de filtración ascendentes pueden ser capaces de anular las presiones intergranulares debidas al peso propio del material sumergido.* En esas condiciones, las partículas del suelo se encuentran en suspensión en el agua ascendente, y la presión de contacto entre las partículas *(presión efectiva)* es nula, lo cual hace que la masa de arena se comporte como un líquido carente de resistencia al esfuerzo cortante. Este fenómeno es conocido como *ebullición*. En la naturaleza se produce esta condición de flujo hidráulico, dando lugar a la formación de las llamadas *arenas movedizas*. El valor del gradiente ascendente necesario para conseguir la anulación de la presión efectiva en un suelo granular recibe el nombre de *gradiente crítico*.

El valor del gradiente crítico se obtiene igualando a cero el segundo término de la ecuación *(1–32)* y despejando a i_c.

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \qquad (1–33)$$

De esta ecuación puede tenerse una idea del valor aproximado del gradiente crítico en las arenas; basta recordar que el peso sumergido (γ') de una arena medianamente compacta es del orden de 1 ton/m³, de lo cual se concluye que, el gradiente crítico de las arenas es aproximadamente igual a la unidad.

Consecuencias del flujo del agua en excavaciones

Con frecuencia, en la práctica de la construcción de cimentaciones es necesario realizar excavaciones a una profundidad mayor que la del nivel freático, lo cual produce *flujo del agua hacia la excavación*. Este flujo de agua genera, por una parte, *fuerzas de filtración* que son desfavorables a *la estabilidad de los taludes y del fondo de la excavación* y, por otra, un *gasto de agua hacia el interior del área excavada,* que es necesario extraer para evitar la inundación de la obra. Por lo tanto, es necesario evaluar el gasto de filtración para definir la capacidad del equipo de bombeo y diseñar el sistema para el abatimiento del nivel freático.

- La evaluación de la estabilidad de la excavación requiere conocer la *distribución de la presión en el agua de los poros de la masa de suelo afectada por la excavación.*
- Para evaluar el gasto de filtración, se necesita conocer la trayectoria que sigue el agua al fluir a través de los taludes y el fondo, así como *la magnitud del gradiente hidráulico* en cualquier punto de la masa de suelo afectada por el flujo.
- El gradiente hidráulico es particularmente importante a la salida de las filtraciones, donde se puede iniciar el arrastre de partículas de suelo y producir el *fenómeno de tubificación*, también llamado *erosión interna*. La erosión del material se inicia cuando la velocidad de salida del agua alcanza el valor de la *velocidad de arrastre* de las partículas del suelo.

La trayectoria del flujo, la presión en el agua, el gradiente hidráulico y la velocidad del agua en cualquier punto de una masa de suelo por la que fluye se determinan mediante *la red de flujo*.

Trazo de la red de flujo.

Una red de flujo es la representación gráfica de la solución de la ecuación general del flujo del agua a través de un medio poroso, aplicada a un caso particular cualquiera, como el de la figura *1–25*. A continuación se explica el planteamiento de la ecuación general del flujo y un método gráfico sencillo derivado de las soluciones analíticas de la ecuación general, propuesto por el Profesor A Casagrande, para trazar a mano la red de flujo y aplicarla a casos prácticos que se presentan en la construcción de cimentaciones, los cuales no han podido ser resueltos analíticamente.

Ecuación general del flujo bidimensional en un suelo.

Considérese un caso cualquiera en el que el agua fluya a través de un suelo. Por ejemplo, una excavación en talud para alojar un cajón de cimentación en un manto permeable de arena fina homogénea, a una profundidad de desplante mayor que la del nivel freático, como la que se muestra en la figura 1–24. Analizando el flujo del agua a través de los poros de un elemento de suelo *(dE)* de dimensiones infinitesimales, puede verse que el gasto de agua que entra a dicho elemento, q_e, tendrá que ser igual al gasto que sale, q_s, si el volumen del elemento permanece constante. Siendo v_x y v_y las componentes de la velocidad de entrada según los ejes coordenados, y suponiendo que, en el sentido normal al plano del papel no existe flujo y que el elemento de suelo tiene un espesor igual a la unidad en esa dirección, la igualdad de los gastos puede expresares como sigue:

$$v_x dy + v_y dx = \left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx\right) dy + \left(v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy\right) dx$$

Simplificando:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0$$

Según la ley de Darcy:

$$v_x = k_x \frac{\partial h}{\partial x}; y \quad v_y = k_y \frac{\partial h}{\partial y}$$

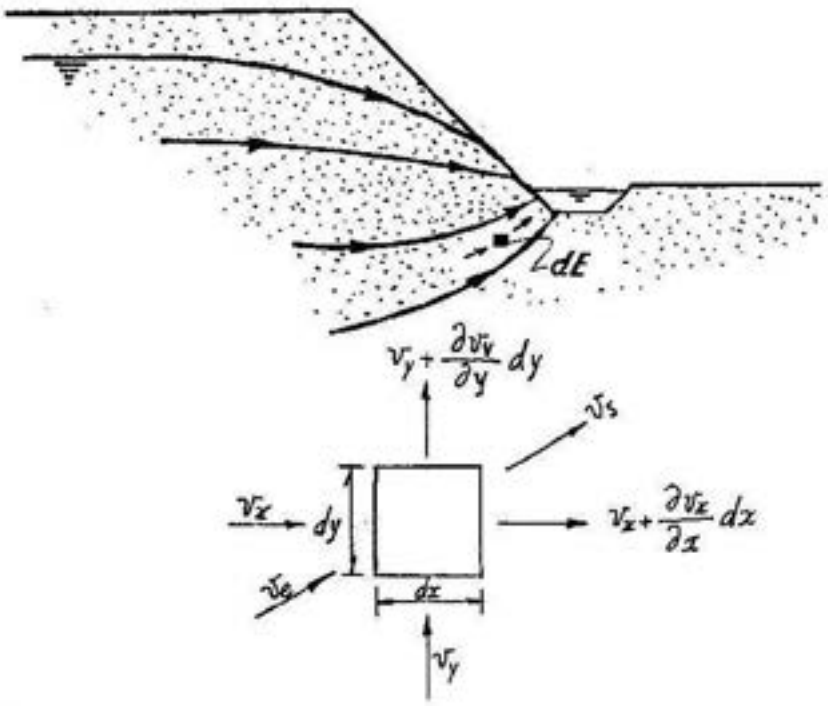


Figura 1–24.- *Flujo del agua a través de un elemento diferencial de suelo dE.*

Substituyendo en la ecuación anterior:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \qquad (1\text{–}34)$$

Suponiendo un suelo homogéneo e isótropo, en el que $k_x = k_y$, la ecuación (1–34) queda:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \qquad (1\text{–}34a)$$

Las ecuaciones *(1–34) y (1–34a)* dan la ley de variación de la energía h en el plano x,y, y se las conoce como *ecuación general del flujo bidimensional*. La integración de la ecuación *(1–34a)*, ha sido resuelta para casos de condiciones de frontera ideales, de los cuales se obtienen dos raíces; cada una de las raíces se representa por una familia de curvas que interceptan a la otra familia en ángulos rectos, formando lo

que se llama *la red de flujo*. La figura *1–25* ilustra la solución gráfica de la ecuación *(1–34a)* para el caso de una tablaestaca impermeable, hincada en un depósito permeable, homogéneo, isótropo y de dimensiones semi-infinitas. La línea ABC es la frontera impermeable de contacto entre los dos medios; *h es la pérdida de energía potencial entre los dos niveles del agua.* Las líneas punteadas corresponden a una de las familias de curvas que representa gráficamente a una de las raíces de la ecuación general del flujo; estas líneas punteadas son ortogonales a las curvas dibujadas en línea continua, que corresponden a la representación gráfica de la otra raíz de la ecuación. Las líneas punteadas tienen como propiedad fundamental que, en cualquiera de sus puntos, la energía potencial es constante, a lo cual deben el nombre de líneas *equipotenciales*; entendiéndose como energía potencial la suma de la *energía de posición z*, del punto que se considere sobre la *línea equipotencial*, referida a un plano horizontal P-P arbitrariamente elegido, más la *energía de presión* h_p que corresponde a la altura que alcanzaría el agua en un piezómetro que estuviese instalado en dicho punto:

$$h = h_p + z \qquad (1–35)$$

Los puntos 3 y 4 se encuentran sobre la misma curva equipotencial; por lo tanto:

$$h_{p3} + Z_3 = h_{p4} + Z_4 \qquad (1–35a)$$

Donde: h_{p3} y h_{p4} son las alturas piezométricas respectivas en los puntos 3 y 4.

Las líneas continuas representan las trayectorias que siguen las partículas de agua, desde su entrada en la línea equipotencial AD, hasta su salida en la línea de menor potencial BC, a lo cual se debe su nombre de *líneas de corriente.* ABC es la línea de corriente que sirve de frontera a la red de flujo, y el punto B es el foco común para todas las parábolas que forman las demás líneas de corriente, y las equipotenciales.

Trazo manual de la red de flujo

La ecuación general del flujo ha sido integrada para varios casos de condiciones hipotéticas como las del caso anterior, pero tales condiciones raramente se encuentran en los problemas prácticos, para los cuales, en

su mayoría, no se dispone de la integración analítica de la ecuación, pero se dispone de un método gráfico de trazo manual muy sencillo y, además, se tienen modelos numéricos que pueden ser resueltos mediante computadora.

El trazo manual de la red de flujo, además de su sencillez, tiene un gran valor didáctico y práctico, porque facilita la comprensión física del fenómeno del flujo en los suelos y es fácilmente aplicable a casos reales de la práctica de la geotecnia, incluyendo: el estudio de la estabilidad de los taludes de excavaciones bajo el nivel freático y el diseño, instalación y operación de sistemas de control de las filtraciones de agua en las excavaciones, indispensables para la construcción segura y limpia de las estructuras que forman las cimentaciones.

El método manual de trazo de cualquier red de flujo para condiciones de frontera reales se basa en el estudio de las características de cualquiera de las redes obtenidas por soluciones analíticas para condiciones ideales de materiales homogéneos e isótropos y condiciones de frontera hipotéticas, como las que se acaban de explicar. Conociendo las características geométricas de la red teórica, es posible hacer el trazo de la red de flujo para condiciones de frontera más complejas, que no pueden manejarse analíticamente.

Características de la red de flujo

Si se toma un tramo de *un tubo de corriente*, que es el espacio comprendido entre dos líneas de corriente contiguas de una red de flujo trazada analíticamente, como el que indica la figura *1–25*; puede observarse que el gasto que fluye dentro de ese *tubo imaginario*, es constante a lo largo del tubo, lo cual se expresa por la siguiente igualdad:

$$q_1 = q_2 \qquad (1\text{–}36)$$

Siendo q_1 y q_2 el gasto en las secciones *1* y *2*, respectivamente.

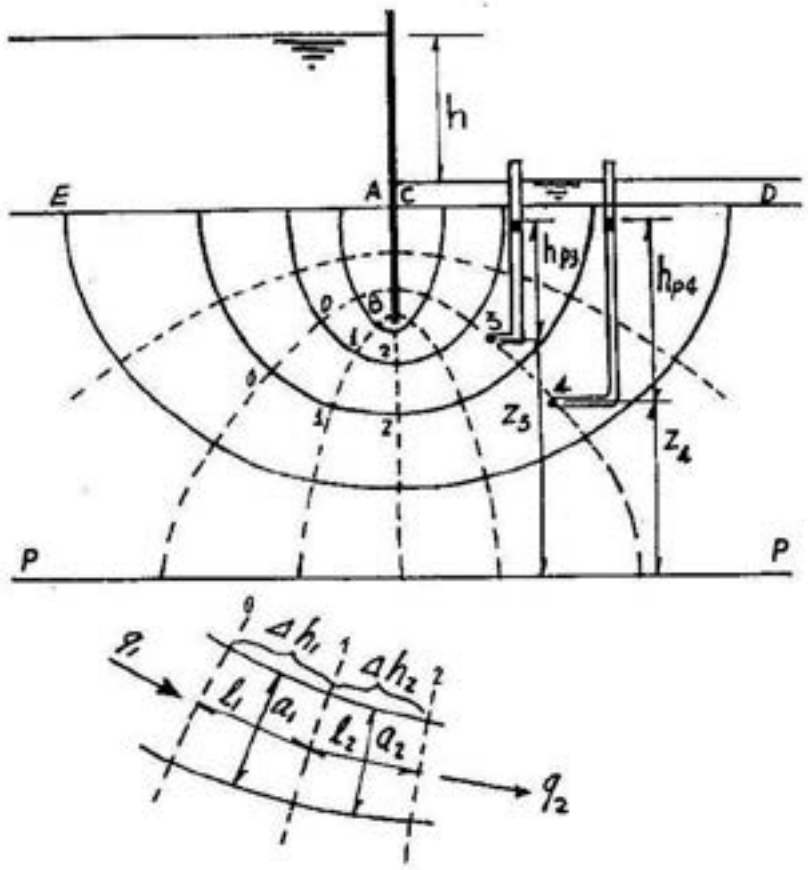


Figura 1–25.- *Solución analítica de una red de flujo simétrica ideal*

Por otra parte, considerando un tubo de corriente de ancho unitario en el sentido perpendicular al dibujo, se tiene, según la ley de Darcy:

$$q_1 = k\, i_1\, a_1 \times 1 = k\, i_1\, a_1 \qquad (1\text{–}36a)$$

En la que:

k	coeficiente de permeabilidad del suelo
i_1	gradiente hidráulico en la sección 1
a_1	altura del tubo de corriente en la *sección 1*
1	ancho unitario del tubo de corriente

Pero: $$i_1 = \Delta h_i / l$$

Donde:

Δh_i	pérdida de energía entre las equipotenciales contiguas *0 y 1*
l	distancia media entre las dos equipotenciales

Substituyendo en la ecuación *(1–36a)*:

$$q_1 = k\,(\Delta h_1 / l_1)\,a_1$$

Análogamente:

$$q_2 = k\,(\Delta h_2 / l_2)\,a_2$$

Si el material es homogéneo, k es constante; entonces, igualando q_1 y q_2, resulta:

$$\frac{\Delta h_1}{l_1} a_1 = \frac{\Delta h_2}{l_2} a_2$$

Si la red de flujo se dibuja de manera que, el decremento de energía sea el mismo de una equipotencial a la siguiente: $\Delta h_1 = \Delta h_2$ se tendrá:

$$\frac{a_1}{l_1} = \frac{a_2}{l_2} = \frac{q}{k\Delta h} \qquad (1\text{–}37)$$

Si la relación a/l se elige, arbitrariamente, igual a la unidad, la red de flujo estará constituida por una serie de "*cuadrados*", en cada uno de los cuales las distancias medias, a y l, son iguales entre sí. Esta condición permite construir, a mano libre, la red de flujo para muy diversas condiciones de frontera, cuya solución analítica resultaría sumamente compleja. Basta para ello definir las condiciones de frontera del problema particular y trazar, a lápiz, algunas de las probables líneas de corriente y después las equipotenciales que deberán ser ortogonales a las de corriente y formar con ellas figuras aproximadamente cuadradas en toda la red. Se obtiene así una solución gráfica que satisface a la ecuación general del flujo, con suficiente aproximación para fines prácticos.

El método gráfico para el trazo de la red de flujo es sencillo, pero requiere cierta práctica, que se obtiene después de trazar algunas redes para distintos casos. Para auxiliar al principiante en aprender este método, el Profesor A. Casagrande sugirió las siguientes reglas:

1. Aproveche toda oportunidad de observar y estudiar la apariencia de redes de flujo bien construidas; cuando considere que ésta se ha gravado suficientemente en su mente, intente dibujarla sin mirar la solución disponible; repítala hasta que sea capaz de dibujar esa red

de flujo de manera satisfactoria.

2. Generalmente es suficiente trazar 4 o 5 tubos de corriente en el primer intento; el uso de un número excesivo de tubos distrae la atención de las características generales de la red. Como ejemplo véase la figura *1–26.*

3. Observe siempre la apariencia general de toda la red. No trate de ajustar detalles antes de que la red completa esté aproximadamente correcta.

4. Con frecuencia hay porciones de una red de flujo en las cuales las líneas de corriente deben ser rectas, aproximadamente paralelas. Los tubos de corriente son entonces casi de la misma anchura y los cuadros, por consiguiente. de tamaño uniforme. Comenzando a trazar la red en una zona como esa, que se supone consta de líneas rectas, uno puede facilitar la solución.

5. La red de flujo en estratos permeables confinados, limitados por fronteras paralelas es, frecuentemente, simétrica y consta de curvas de forma elíptica o parabólica (véase la figura *1–27*).

6. Es normal que el principiante cometa el error de dibujar transiciones muy bruscas entre una sección recta y otra curva de una línea de corriente o de una equipotencial; recuerde siempre que todas las transiciones son suaves y de forma aproximadamente elíptica o parabólica. El tamaño de los cuadros en cada tubo de corriente cambia gradualmente.

7. Generalmente, la primera suposición que se hace de los tubos de corriente da por resultado una red en la que no todas las figuras son cuadrados. La pérdida de carga entre dos equipotenciales vecinas correspondientes a un número de tubos de corriente arbitrariamente elegido no será, normalmente, un divisor entero de la pérdida total. Entonces, al final de la red de flujo quedará una hilera de rectángulos. Para los fines usuales, ésta no es una desventaja, ya que la última hilera se toma en consideración en los cálculos estimando la relación de los lados de los rectángulos. Si, para dar una mejor

apariencia, se desea que toda el área esté formada por cuadrados, será necesario cambiar el numero de tubos de corriente, ya sea por interpolación o mediante un nuevo tanteo. No se debe intentar forzar la red a formar cuadros ajustándola en las áreas vecinas, a menos que la corrección necesaria sea muy pequeña.

8. Las condiciones de frontera pueden introducir singularidades en la red de flujo, como se ilustran en la figura *1–27.*

Aplicaciones de la red de flujo

En casos prácticos, son tres las principales aplicaciones de la red al análisis del flujo del agua:

- Determinación del gasto de agua que fluye hacia el interior de la excavación
- Valuación de la presión ejercida por el agua en un punto cualquiera de la red de flujo
- Determinación del gradiente hidráulico en cualquier punto de la red y en particular a la salida de las filtraciones.

Ejemplo

La figura *1–26* presenta la red de flujo para una excavación de 50m de ancho y 100m de longitud, en un depósito de arena fina con profundidad de 36.5m, bajo el cual se encuentra un estrato impermeable de arcilla dura; el nivel freático está a 3m de profundidad. La excavación está confinada por un muro impermeable de concreto colado insitu, cuya pata se encuentra a 25.5m bajo la superficie del terreno; el fondo de la excavación está a 17m de profundidad; o sea, a 14m bajo el nivel freático. El coeficiente de permeabilidad, determinado en prueba de bombeo de campo, resultó ser de 1.5×10^{-2} cm/seg.

La red de flujo es asimétrica y de profundidad finita, para cuyo caso no se dispone de una solución analítica rigurosa de la ecuación general del flujo bidimensional; por tal razón se resolvió por trazo manual siguiendo las recomendaciones del Profesor Casagrande. La red de la figura *1–26* está formada por 3 tubos de corriente *(n_t=3)* y 7 caídas de potencial *(n_e=7)*, por lo que: $\Delta h = 14/7 = 2$.

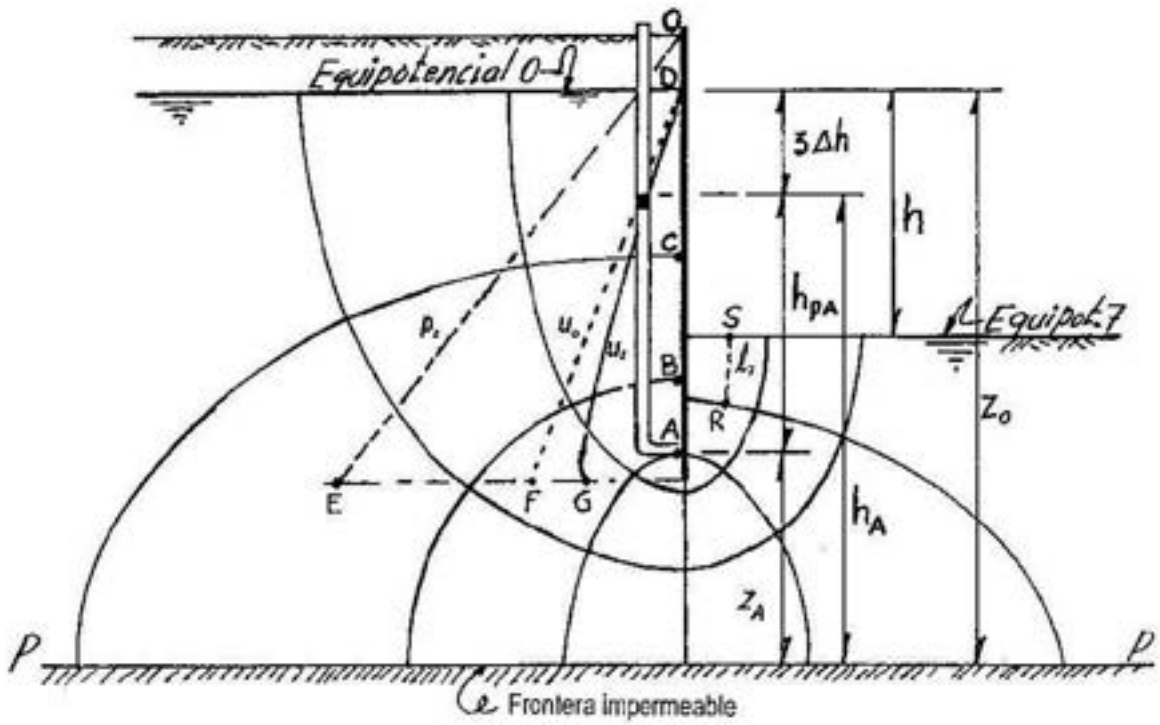


Figura 1–26.- *Determinacion de la presión de poro, el gasto y el gradiente hidráulico a la salida de las filtraciones en una excavación soportada por un muro impermeable, mediante la red de flujo trazada por el método manual de A. Casagrande.*

Gasto de filtración.

En la ecuación (1–37) puede verse que, si en toda la red trazada de acuerdo con los criterios del procedimiento gráfico, se cumple la condición de que la relación a/l sea constante, la relación $q/k\Delta h$ permanece también constante para cualquier tubo de corriente. Puesto que k y Δh mantienen el mismo valor para cualquier cuadro de la red, se concluye que, en todos los tubos de corriente escurre el mismo gasto. Es decir que, el gasto que fluye por la red, por unidad de longitud del muro, es:

$$Q_I = q\, n_t \qquad (1\text{–}38)$$

En la que n_t es el número de tubos de corriente trazados en la red de flujo.

Puesto que:

$$q = k\frac{a}{l}\Delta h$$

Llamando h a la pérdida total de carga, y n_e al número de caídas equipotenciales,

$$\Delta h = h/n_e \qquad (1\text{–}39)$$

Substituyendo esta expresión en la ecuación anterior y en la *(1–38)*, y recordando que $a/l = 1$,

$$Q_f = kh\frac{n_f}{n_e} \qquad (1\text{–}40)$$

Aplicando esta ecuación al caso de la red de la figura *1–26*, se tiene:

$$Q_f = 1.5\times10^{-2}\times1400\frac{3}{7} = 9cm^3/seg/cm$$

Por metro lineal de muro se tendrán *9x100=900 cm³/seg, que equivalen a 0.9 lt/seg.*

Para controlar este gasto de infiltración al interior de la excavación se requiere instalar pozos profundos equipados con bomba sumergible con capacidad de *9 lt/seg, cada uno, separados entre sí 10 m.*

Presión del agua en un punto de la red

Basándose en la ecuación *(1–35)* se puede calcular el valor de la presión del agua en cualquier punto dentro de una red de flujo. Sea, por ejemplo, el punto A de la figura *1–26*, en el cual se cumple la ecuación:

$$h_A = h_{pA} + z_A \qquad (1\text{–}35a)$$

De donde:

$$h_{pA} = h_A - z_A$$

El potencial en el punto A vale:

$$h_A = z_o - 3\,\Delta h$$

Para este caso particular:

$$z_o = 33.5\ m,$$

$$\Delta h = 14/7 = 2m$$

La carga de posición z_A, referida al plano de la frontera impermeable P-P, medido en el dibujo, es $z_A = 12.5\ m$; por lo tanto, substituyendo valores en la ecuación (1–35a), la presión del agua en el punto A es:

$$h_{pA} = 33.5 - 3x2 - 12.5 = 15m$$

Siguiendo este mismo procedimiento se calcularon las presiones del agua en los puntos B, C y el extremo inferior de la pata del muro, y se trazó el diagrama de presión del agua u_z, ilustrado por la curva *DG*, que actúa en la cara exterior del muro. El diagrama *DF*, en línea punteada, representa la presión hidrostática inicial u_o, que existía antes de hacer la excavación y abatir el nivel freático interior. El diagrama *OE* representa la presión vertical total p_z, en el suelo que está en contacto con el muro, a la profundidad z, respecto a la superficie del terreno; esta presión se expresa por la ecuación:

$$p_z = \gamma z$$

en la que, γ es el peso volumétrico del suelo saturado, que en este caso vale: $\gamma = 2\ ton/m^3$. Con estos valores se determina la presión intergranular dada por la ecuación:

$$p_z' = p_z - u_z$$

que es la diferencia de las abscisas de los diagramas *OE* y *DG*.

Gradiente hidráulico

El valor del gradiente hidráulico medio en un punto S, a la salida de las filtraciones en el fondo de la excavación representada en la figura 1–26 puede estimarse aproximadamente, midiendo gráficamente, en el cuadro de la red de flujo ubicado al pie del talud, la distancia l_7, a la mitad del cuadro, que en este caso es de $l=3.8\ m$. La diferencia de potencial entre los puntos R y S vale:

$$\Delta h = 2\ m$$

por lo que el gradiente medio a la salida vale:

$$i_s = \Delta h / l = 2/3.8 = 0.53 < 1$$

Este valor indica que el gradiente vertical ascendente, a la salida del agua en el punto S, es menor que el gradiente crítico $i_c = \gamma - 1$. Por lo tanto se concluye que no se producirá el fenómeno de *ebullición* de la arena que está junto a la pata del muro.

Sin embargo, este gradiente ascendente reduce a 47%, las presiones intergranulares verticales y, consecuentemente, disminuye el empuje pasivo que actúa sobre la pata del muro. Esta es una condición desfavorable para la estabilidad del muro, que se puede mejorar abatiendo la presión en el agua bajo el fondo de la excavación, mediante bombeo profundo.

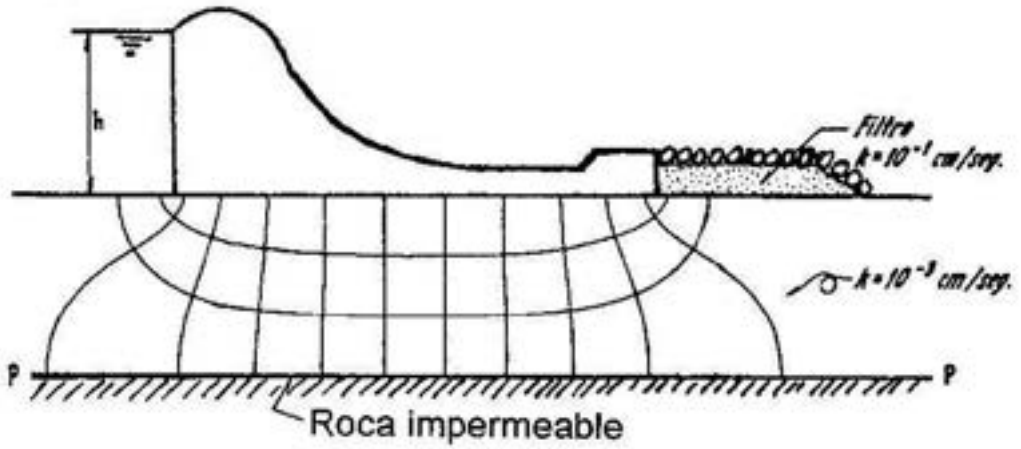


Figura 1-27.- *Red de flujo en un depósito de arena limosa confinado entre dos fronteras impermeables paralelas, trazada por el método manual.*

Capítulo 1-7 128

Compresibilidad y consolidación de suelos..... 128

Compresibilidad *128*
Compresibilidad volumétrica. *129*
Consolidación *129*

Compresión de un suelo saturado. 129

Tiempo de consolidación *132*
Deformación volumétrica *132*
Similitud entre el modelo reológico y un suelo saturado . *133*

Compresión de un suelo parcialmente saturado. 133

Prueba de compresibilidad unidimensional **136**
El consolidómetro de anillo libre, ... *136*
El consolidómetro de anillo fijo *137*
Curvas de consolidación *138*
Curvas de compresibilidad *139*
Módulo de compresibilidad volumétrica *140*
Asentamiento de un estrato de suelo **143**
Ejemplo: **144**
Tiempo de consolidación *145*
Grado de consolidación *148*
Grado de consolidación *149*
Conclusiones prácticas de la teoría *151*
Ejemplo: **152**
Coeficiente de consolidación C_v *152*
Cálculo del tiempo t_{90} *153*
Relación entre la predicción teórica y la realidad observada *154*

Capítulo 1-7

Compresibilidad y consolidación de los suelos

Compresibilidad

Al aplicarle una carga a cualquier cimentación se induce un nuevo estado de esfuerzos en la masa de suelo en que se apoya el cimiento; *este nuevo estado de esfuerzos produce deformaciones del suelo, que se manifiestan en asentamiento de la estructura.* Por ello, *la predicción de la magnitud del asentamiento y el tiempo en que éste se desarrolla* son objetivos fundamentales del buen diseño de cualquier cimentación.

La magnitud del asentamiento depende de varios factores, que son:

- La *compresibilidad volumétrica y espesor* de cada uno de los estratos de suelo que se encuentran bajo el cimiento.
- La *intensidad y distribución de los esfuerzos* inducidos por las cargas de la estructura.

El tiempo en que se desarrolla el asentamiento depende, principalmente, de los siguientes factores:

- *El coeficiente de consolidación de los suelos de cada estrato, el cual es una función directa del coeficiente de permeabilidad e inversa del módulo de compresibilidad volumétrica.*
- *El espesor de los estratos compresibles y la ubicación de las fronteras de drenaje de cada strato.*

En este capítulo se describen, de manera breve, los procedimientos de laboratorio más frecuentemente empleados para determinar las propiedades de compresibilidad y de consolidación de los suelos, que son, respectivamente:

- *El módulo de compresibilidad volumétrica* m_v
- *El coeficiente de consolidación* C_v

Compresibilidad volumétrica.

La deformación volumétrica de cualquier suelo bajo un incremento de presión tiene dos componentes:

1. La deformación de *las partículas sólidas* al aumentar la presión entre sus contactos.

2. La disminución del *volumen de los poros del suelo*, producida por el desplazamiento relativo de las partículas al deslizar entre sí para alcanzar un nuevo equilibrio.

Para los niveles de esfuerzos normalmente aplicados a los suelos por las obras de ingeniería, *la deformación de las partículas sólidas es muy pequeña en comparación con la disminución del volumen de los poros,* por lo que se usa el término *compresión volumétrica* al referirse a la deformación de un suelo bajo esfuerzos de compresión y, en consecuencia, a esta propiedad mecánica se le llama *compresibilidad volumétrica de los suelos.*

Consolidación

Si los poros del suelo están totalmente llenos de agua *(suelo saturado),* al disminuir el volumen de los poros se expulsa un volumen de agua *igual al decremento de volumen de los poros.* Si la masa de suelo tiene grandes dimensiones y *baja permeabilidad,* se requerirá un cierto tiempo, después de la aplicación de la carga, para que se realice la expulsión del agua de los poros y tome lugar el cambio de su volumen. *El tiempo necesario para que ocurra el cambio volumétrico depende de la permeabilidad y de las dimensiones de la masa de suelo.* Así, en las arenas limpias, consideradas como *suelos de alta permeabilidad,* la deformación volumétrica ocurre, prácticamente, en el tiempo que toma el colocar la carga de la estructura; mientras que, en las arcillas, que poseen *muy baja permeabilidad,* ese tiempo suele ser de varios años. *Al proceso gradual mediante el cual un suelo saturado se comprime bajo la acción de una carga, reduciendo el volumen de los poros y expulsando agua, se le llama proceso de consolidación.*

Compresión de un suelo saturado.

El mecanismo de la compresión de un suelo saturado, bajo la acción de una carga aplicada, se entiende más claramente recurriendo al modelo reológico empleado por K. Terzaghi[18], en 1925, que explica *el fenómeno*

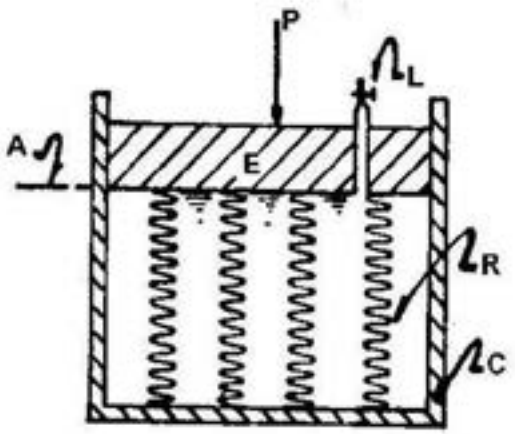


Figura 1-29. Modelo de Terzaghi que representa el mecanismo de la consolidación de un suelo saturado.

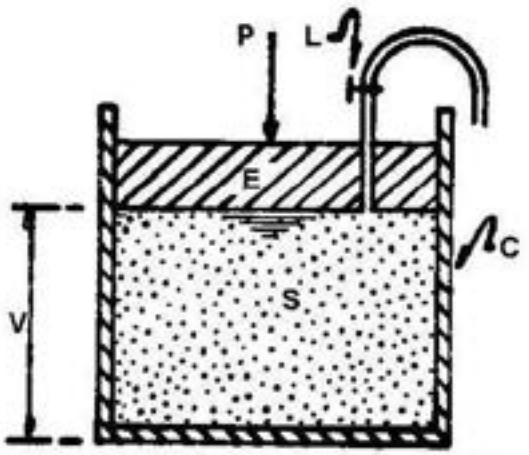


Figura 1-30. Modelo simbólico de un suelo saturado formado por partículas sólidas en contacto, y los poros están llenos de agua.

de la consolidación, el cual se ilustra en la figura *1–29*; en ella se muestra, esquemáticamente, un cilindro C dentro del cual desliza un émbolo E de área A_e y peso P_e; el émbolo se supone herméticamente ajustado al cilindro y sin fricción contra sus paredes. Una serie de resortes R, que representan a las partículas del suelo, soportan el peso del émbolo. El espacio restante está lleno de agua, que simula al agua del suelo saturado, la cual llega al nivel A de la base inferior del émbolo y se encuentra a la presión atmosférica; esta presión está equilibrada por la que actúa sobre la base superior del émbolo. Por lo tanto, el peso P_e está soportado solamente por los resortes, los cuales ejercen una presión media (p'_e) sobre la base inferior del émbolo, dada por:

$$p'_e = P_e / A_e$$

Esta presión de equilibrio representa la presión natural que tendría una capa de suelo a cierta profundidad, debida al peso de las capas de suelo superiores.

Si, en esta condición de equilibrio inicial, se cierra la válvula L y se agrega una fuerza P sobre el émbolo, se producirá una presión en el agua (u_i), la cual no puede escapar del interior del cilindro. Suponiendo que el agua sea prácticamente incompresible, no se produce ningún desplazamiento del émbolo y, consecuentemente, los resortes no sufren ninguna deformación; lo cual implica que la presión p'_e, originalmente

impuesta a los resortes por el peso del émbolo, no se incrementa, y la fuerza P es totalmente contrarrestada por la presión u_i producida en el agua y ejercida sobre la base del émbolo. Esta condición inicial se expresa por la ecuación:

$$P/A_e = p_t = u_i$$

Es decir que, el incremento de presión total p_t, exteriormente aplicado al sistema es trasmitido íntegramente al agua y nada a los resortes.

Si, enseguida se abre parcialmente la válvula L, permitiendo la salida lenta del agua, la presión u_i comienza a disminuir gradualmente y el émbolo a deslizarse hacia abajo, deformando los resortes e incrementando la presión sobre ellos. Cuando la presión en el agua *(u)* se haya disipado totalmente, la deformación de los resortes *(Δh)* alcanzará su máximo valor y soportarán la totalidad del incremento de presión p_t. En este momento, la presión en el agua vuelve a ser igual a la atmosférica, y el incremento final de presión en los resortes *(p'_f)* será igual al incremento de presión total, lo cual se expresa por la ecuación:

$$p_t = p'_f$$

Al concluir el proceso de transferencia de presión del agua a los resortes, éstos sufrirán una deformación Δh_f, y se habrá expulsado un volumen de agua:

$$\Delta V = \Delta h_f A_e$$

En un momento cualquiera, dentro del período de disipación de la presión en el agua, el incremento de presión total será equilibrado por la suma de la presión tomada por los resortes y la presión remanente en el agua, lo cual se expresa por la ecuación:

$$p_t = p' + u \qquad (1\text{–}41)$$

En la que:

- p_t Incremento de presión total en la base del émbolo, originada por la fuerza P.
- p' Incremento de presión soportada por los resortes *(llamada también presión efectiva)*.
- u Incremento de presión en el agua.

El proceso de disipación de la presión en el agua y su transferencia a los resortes simula el proceso de consolidación.

Tiempo de consolidación

El tiempo necesario para que se produzca la transferencia total del incremento de presión a los resortes en el mecanismo de la figura *1-29*, dependerá de la velocidad con la que el agua salga a través de la apertura de la válvula de escape; así, una apertura total de la válvula producirá un proceso de consolidación rápido, lo cual equivaldría a un suelo real de alta permeabilidad *(arena limpia)*, en el que el tiempo de consolidación sería casi instantáneo, mientras que, una apertura incipiente de la válvula equivaldría al caso de una *arcilla de muy baja permeabilidad*, en la que el tiempo de consolidación puede ser una cuestión de años.

Deformación volumétrica

Es claro, en el modelo reológico, que la deformación de los resortes bajo una presión dada es función de:

- La deformabilidad de los resortes
- La intensidad de la presión efectiva transferida.

La deformabilidad de los resortes representa la deformabilidad de la estructura formada por las partículas del suelo.

La deformabilidad de un suelo se expresa por la relación entre el cambio de volumen unitario, $\Delta V/V$, y la presión efectiva aplicada p'.

$$m_v = \frac{\frac{\Delta V}{V}}{p'} = \frac{\frac{\Delta h A_s}{h A_s}}{p'} = \frac{\frac{\Delta h}{h}}{p'} = \frac{\varepsilon_v}{p'}$$

De la cual:

$$m_v = \frac{\varepsilon_v}{p'} = \frac{\Delta h}{h\, p'} \qquad (1\text{-}41a)$$

En esta ecuación:

m_v Módulo de compresibilidad volumétrica, en cm^2/kg
ε_v Deformación volumétrica unitaria

Similitud entre el modelo reológico y un suelo saturado

Recapitulando la explicación anterior del modelo de Terzaghi, la figura *1–30* presenta al mismo dispositivo de la 1–29, en la cual los resortes han sido substituidos por un volumen, V, de suelo cuyos poros están llenos de agua. Si se aplica una fuerza al émbolo, sin permitir que el agua escape, dicha fuerza será totalmente contrarrestada por la presión u_i, que se genera en el agua de los poros del suelo, llamada también *presión de poro*. Si se abre la válvula L, el agua comienza a escapar y el émbolo a deslizar hacia abajo, produciendo una reducción de volumen, ΔV, en el suelo, y haciendo que sus partículas vayan tomando la presión aplicada, relevándola del agua a medida que ésta escapa, hasta que dicha reducción de volumen sea de tal magnitud que la presión total, p_t, sea totalmente soportada por las partículas, y la presión en el agua de los poros vuelva a ser igual a la atmosférica. El equilibrio del sistema queda expresado por la ecuación *(1–41)*.

En el momento de aplicar la carga, ésta se transmite íntegramente al agua y el equilibrio queda expresado por:

$$p_t = u_i \qquad (1–42)$$

Al permitir que el agua escape, la presión u_i se va disipando a través del tiempo, hasta anularse; la ecuación *(1–41)* queda entonces:

$$p_t = p' \qquad (1–43)$$

Estas dos ecuaciones marcan el principio y el final del proceso de consolidación, mediante el cual la presión de poro inducida por un incremento de carga en el suelo saturado va convirtiéndose, a través del tiempo, en esfuerzos intergranulares, llamados también esfuerzos efectivos; el proceso de consolidación va acompañado del escape del agua de los poros y del cambio de volumen del suelo.

Compresión de un suelo parcialmente saturado.

Cuando el nivel de agua freática se encuentra muy profundo, el suelo que yace sobre él está parcialmente saturado; el espacio de los poros está ocupado por una mezcla de agua y de burbujas de gas que forman un fluido compresible, lo cual hace al mecanismo de la compresión volumétrica ligeramente diferente. La figura *1–31* muestra esquemá-

ticamente el cilindro que contiene suelo parcialmente saturado; las partículas sólidas ocupan un volumen V_s, el agua un volumen V_a y los gases un volumen V_g.

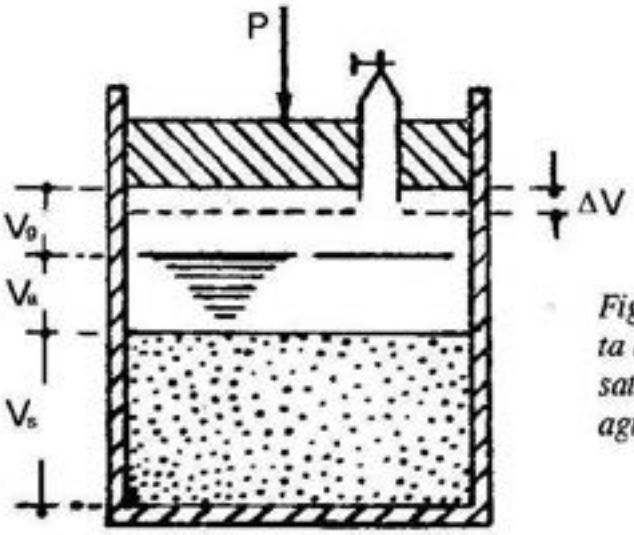


Figura 1-31. Modelo simbólico que representa la compresión de un suelo parcialmente saturado formado por partículas sólidas, agua y gases.

Puesto que la compresibilidad del agua es despreciable en comparación con la de los gases, al aplicar una carga sobre el émbolo, se induce una deformación volumétrica ΔV, originada principalmente por disminución del volumen de los gases, los cuales aumentan su presión al comprimirse; este incremento de presión aumenta el peso de gas disuelto en el agua, a expensas del gas libre de las burbujas de gas en el suelo. El incremento de presión u_i, generado por la compresión y disolución de los gases, se trasmite al agua contenida en los poros y adherida a las partículas sólidas y se puede medir experimentalmente. En el suelo parcialmente saturado, el valor inicial de la presión de poro u_i es menor que en el caso del suelo saturado, de manera que, en la ecuación *(1–41)*, las partículas sólidas soportan inmediatamente una parte de la carga impuesta, debido a la deformación volumétrica inicial del suelo ΔV. El esfuerzo intergranular efectivo inicial es entonces:

$$p'_i = p_t - u_i \qquad (144)$$

Al igual que en el suelo saturado, si se permite que los fluidos del suelo escapen *(agua y gases)*, la totalidad de la presión de poro se disipará y, al terminar el proceso de disipación, la totalidad de la carga aplicada será, finalmente, soportada por las partículas sólidas, siguiendo un proceso de consolidación normal.

El valor inicial de la presión de poro u_i, producida al comprimir un suelo parcialmente saturado, puede evaluarse analíticamente por medio de la ecuación propuesta por Hamilton y Brahtz [19]:

$$u_i = \frac{p_a \Delta V}{V_g + h V_a - \Delta V} \qquad (1\text{–}45)$$

Esta ecuación se obtiene a partir de las leyes de Boyle y de Henry; la primera toma en cuenta el aumento de presión en los gases al disminuir su volumen, y la segunda la disolución de los gases en el agua del suelo al incrementar la presión de los gases.

En esta ecuación:

u_i	Presión de poro inicial, en kg/cm^2
p_a	Presión atmosférica, en kg/cm^2
ΔV	Decremento de volumen en % del volumen total inicial
V_g	Volumen de gases, en % del volumen total del suelo
V_a	Volumen de agua, en % del volumen total de suelo
h	Constante de Henry, (h = 0.02, para la disolución de aire en agua a 20°C)

La ecuación *(1–45)* fue deducida con base en las siguientes hipótesis:

- El decremento de volumen del suelo, ΔV, es debido exclusivamente a la reducción del volumen de los gases, despreciando la compresibilidad del agua y de las partículas del suelo.
- El suelo se supone herméticamente sellado, de manera que los fluidos (agua y gases) no pueden escapar.
- La ley de Henry es válida para el intrvalo de presiones y deformaciones con que se trata en los problemas prácticos de suelos.

La primera hipótesis puede considerarse aceptable para la mayoría de los suelos.

La segunda se logra fácilmente en el laboratorio, pero en el campo siempre existe algún drenaje, lo cual puede hacer que los valores de u_i en el campo sean menores que los calculados para un espécimen de suelo sellado, particularmente en suelos de permeabilidad media a alta.

En cuanto a la validez de la ley de Henry para la disolución del aire en el agua del suelo, no se conoce el comportamiento de los gases en presencia del *agua adsorbida* por los coloides de las arcillas, la cual no posee las mismas propiedades físicas que el agua libre. Sin embargo, es de interés mencionar que, en el caso de la Presa Miguel Alemán [20], cuyo corazón impermeable fue construido con *arcilla de alta plasticidad* (CH), parcialmente saturada y de muy baja permeabilidad, el asentamiento ocurrido durante el período de construcción, atribuible a la compresión inmediata de los gases, representó el 83% del asentamiento final, medido durante los 10 años posteriores a la construcción. La estimación analítica del asentamiento inmediato, basada en la ecuación *(1–45)*, dio valores muy semejantes a los medidos en la realidad en bancos de nivel telescópicos instalados en el corazón impermeable de la presa [19].

Observando el denominador de la ecuación *(1–45)* se ve que, cuando el decremento de volumen ΔV es igual al volumen inicial de los gases V_g, ($\Delta V = V_g$) éstos quedarán totalmente disueltos en el agua y, a partir de esa condición, el suelo estará saturado. Por tanto, a partir de este punto, cualquier incremento adicional de presión total externa será transmitido íntegramente al agua. Entonces, al hacer $\Delta V = V_g$, la presión de poro en el momento de la saturación u_s, queda expresada por la ecuación:

$$u_s = \frac{P_a V_g}{h V_a} \qquad (1\text{–}45a)$$

Prueba de compresibilidad unidimensional

Con objeto de establecer la relación entre la presión aplicada a un suelo y su reducción de volumen, y entre la deformación volumétrica y el tiempo necesario para que ésta se produzca, se recurre en el laboratorio a la *prueba de consolidación unidimensional*, originalmente desarrollada por el Profesor K, Terzaghi, a quien se debe la *teoría de la consolidación*. Dicha prueba consiste, esencialmente, en aplicar carga vertical a una pastilla cilíndrica de suelo confinada lateralmente por un anillo metálico, de manera que se deforme en una sola dirección. Existen varios modelos de aparatos para este propósito, del cual se construyen dos tipos:

El consolidómetro de anillo libre,

Se muestra esquemáticamente en la figura *1–32a*. Consta de un anillo metálico, de 2 cm de altura y 8 cm de diámetro interior, dentro del cual

se coloca el espécimen de suelo, protegido en ambas caras circulares por medio de piedras porosas que permiten la salida del agua del suelo al ser comprimido.

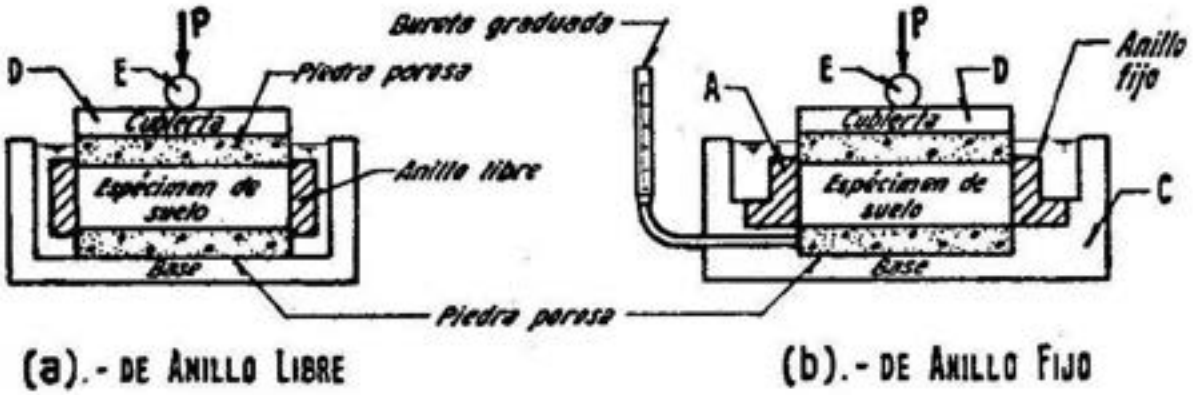


Figura 1-32. Dos tipos de consolidómetros, para medir la compresibilidad y el tiempo de consolidación de los suelos.

El conjunto se coloca dentro de un recipiente en el que puede agregarse agua, si se desea conservar al espécimen saturado. Una placa metálica y una esfera de acero E transmiten la carga P que se aplica a través de un marco de acero y un colgador de pesas. Las deformaciones axiales que sufre el espécimen bajo una carga aplicada se registran en un micrómetro, Un cronómetro permite medir el tiempo que transcurre hasta alcanzar la deformación máxima producida por cada incremento de carga.

El consolidómetro de anillo fijo

Se muestra esquemáticamente en la figura *1-32b*. Difiere del anterior en que el anillo A está fijo en el fondo del recipiente C y el filtro inferior está comunicado al exterior del recipiente con una bureta graduada, provista de una llave de paso L. Este tipo de aparato tiene la ventaja de permitir hacer pruebas de permeabilidad con carga variable, así como de facilitar la saturación de los especímenes no saturados, haciendo circular a través de ellos el agua de la bureta; una vez alcanzada la saturación, se puede cerrar la llave,L,e impedir el drenaje del espécimen de suelo hacia abajo, permitiendo la salida del agua solamente por la frontera permeable superior durante el proceso de consolidación. También es posible medir el efecto que ejerce el agua sobre un suelo parcialmente saturado cuando, al estar en equilibrio bajo una carga, se provoca la saturación completa del espécimen con el agua de la bureta.

Algunos suelos parcialmente saturados sufren asentamientos bruscos de consideración al ser puestos en contacto con el agua, cuando están sujetos a una carga. El aparato descrito en primer término tiene la ventaja de disminuir la fricción del espécimen contra la pared del anillo, disminuyendo así el error experimental.

Cualquiera que sea el tipo de aparato empleado, la carga se va aplicando en incrementos, elegidos de tal manera que cada uno de ellos duplique el valor de la presión anterior; por ejemplo: en arcillas blandas, presiones de *0.125, 0.250, 0.5, 1, 2, 4 y 8 kg/cm²*, aplicadas sucesivamente cada 24 horas, son muy comunes en los laboratorios. Aunque puede resultar preferible una secuencia de cargas diferente, para definir mejor la curva esfuerzo-deformación unitaria; por ejemplo: *0.25, 0.5, 0.75, 1, 1.5, 2, 3, 4 y 6 kg/cm²*.

Curvas de consolidación

Para cada uno de los incrementos de presión se lleva un registro del progreso de la deformación a través del tiempo, haciendo uso del micrómetro y de un cronómetro. Con los datos así obtenidos se construye una gráfica en papel semilogarítmico, como la de la figura *1–33*. Esta gráfica recibe el nombre de *curva de consolidación* y, de acuerdo con Terzaghi, la zona AB de dicha curva representa el proceso de deformación del suelo *gobernado por la expulsión del agua de los poros*; proceso que él llamó *consolidación primaria*. La zona BC corresponde a un proceso de deformación más lenta, cuya velocidad depende de *la alta viscosidad del agua adsorbida* que se encuentra entre los contactos de las partículas coloidales de arcilla, presentes en los suelos finos de alta plasticidad. Terzaghi llamó a esta segunda parte del fenómeno, *consolidación secundaria*. El punto B corresponde, teóricamente, al tiempo en el que la presión del agua de los poros del espécimen se ha disipado completamente *($u = 0$)*. En este momento, se considera que la presión total aplicada, p_t, está siendo soportada por las partículas de suelo y se cumple la ecuación: $p_t = p'$. Se dice entonces que se ha logrado el *100% de la consolidación primaria.*

La *consolidación secundaria* puede llegar a ser de magnitud tan importante, o mayor, que la *primaria*, como ocurre en algunos casos con *las arcillas coloidales preconsolidadas* del Valle de México [21].

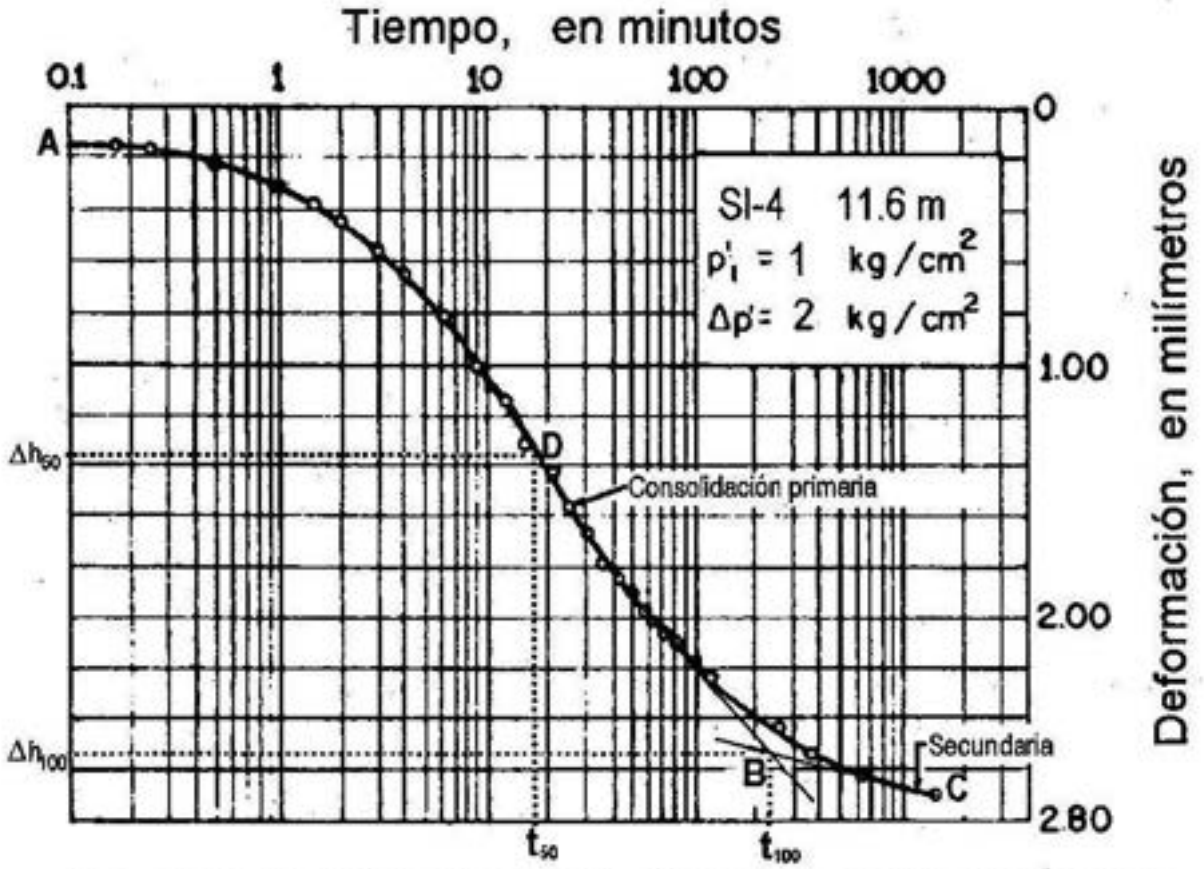


Figura 1-33. Evolución de la deformación en el tiempo, de un espécimen de arcilla compresible, bajo un incremento de presión intergranular $\Delta p'$

Más adelante se explica la aplicación de este tipo de curva de consolidación a la estimación de la magnitud del asentamiento de una capa de arcilla en un tiempo cualquiera, generado por un incremento de presión inducido por una cimentación.

Curvas de compresibilidad

La compresibilidad de un suelo se expresa por la relación que existe entre la deformación volumétrica unitaria (ε_v) y la presión efectiva aplicada (p'). La figura *1-34a* muestra la representación gráfica de esta relación, denominada *curva de compresibilidad*. Los parámetros que definen esta relación para un suelo dado son de gran utilidad práctica para calcular los asentamientos que se producirán al construir y cargar una cimentación.

En los ensayes de compresibilidad en el laboratorio, al terminar la consolidación del espécimen bajo el último incremento de carga se obtiene, de cada prueba, una serie de valores de *presión intergranular*

con sus correspondientes deformaciones finales; es decir, medidas al finalizar la consolidación bajo cada incremento de presión. Con esta información se puede calcular *la deformación volumétrica unitaria del espécimen,* ε_v, después de consolidado por cada uno de los incrementos de carga aplicados, utilizando la ecuación:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta h}{H_0} = \frac{H_0 - H}{H_0} = 1 - \frac{H}{H_0} \qquad (1\text{–}46)$$

En la que:

H_0 Altura inicial del espécimen de suelo en el consolidómetro.

H Altura final del espécimen de suelo, al concluir el proceso de consolidación bajo cada incremento de presión aplicada.

Finalmente, se obtendrá un valor de la *deformación volumétrica unitaria* ε_v, del espécimen de suelo para cada valor de la *presión intergranular aplicada* p'; valores que, representados gráficamente producen curvas de compresibilidad como las que muestra la figura *1–34a*, en la que *ambos valores de* ε_v *y* p' *se representan en escalas aritméticas.*

También se acostumbra presentar las curvas de compresibilidad en papel semilogarítmico, como se muestra en la figura *1–34b*, en la que el eje vertical tiene escala aritmética y presenta los valore de la relación de vacíos e, mientras que el eje horizontal tiene escala logarítmica y presenta los valores de $\log p'$. Ambas gráficas muestran la relación entre la *presión intergranular (efectiva)* aplicada al suelo y su *reducción volumétrica*, por lo que se les llama *curvas de compresibilidad volumétrica*, o bien, curvas ε_v–p', o e–$\log p'$. Aunque la gráfica semilogarítmica es la forma más comúnmente empleada actualmente en la Mecánica de Suelos, la gráfica aritmética, por su sencillez, ofrece mayor facilidad para su comprensión y aplicación a los problemas de la Ingeniería de Cimentaciones, como se explica a continuación.

Módulo de compresibilidad volumétrica

La gráfica de compresibilidad volumétrica de la figura *1–34a*, corresponde a un espécimen de arcilla blanda, de alta plasticidad, típica de los depósitos lacustres del Valle de México. En la parte superior de la gráfica se observan dos líneas prácticamente rectas con diferente pendiente. A partir de una deformación unitaria de 0.25 (25%), la

gráfica adquiere una curvatura suave. Considerando que, en los problemas prácticos de la buena Ingeniería de Cimentaciones, rara vez se podría aceptar una deformación de esa magnitud, puesto que implicaría grandes asentamientos inadmisibles de las estructuras, *resulta de gran interés práctico el tener la posibilidad de caracterizar las propiedades esfuerzo-deformación de un suelo dentro de un amplio intervalo de valores claramente definido por las dos leyes, prácticamente lineales, de la parte superior de la gráfica* ε_v–p', *presentada en escalas aritméticas simples.*

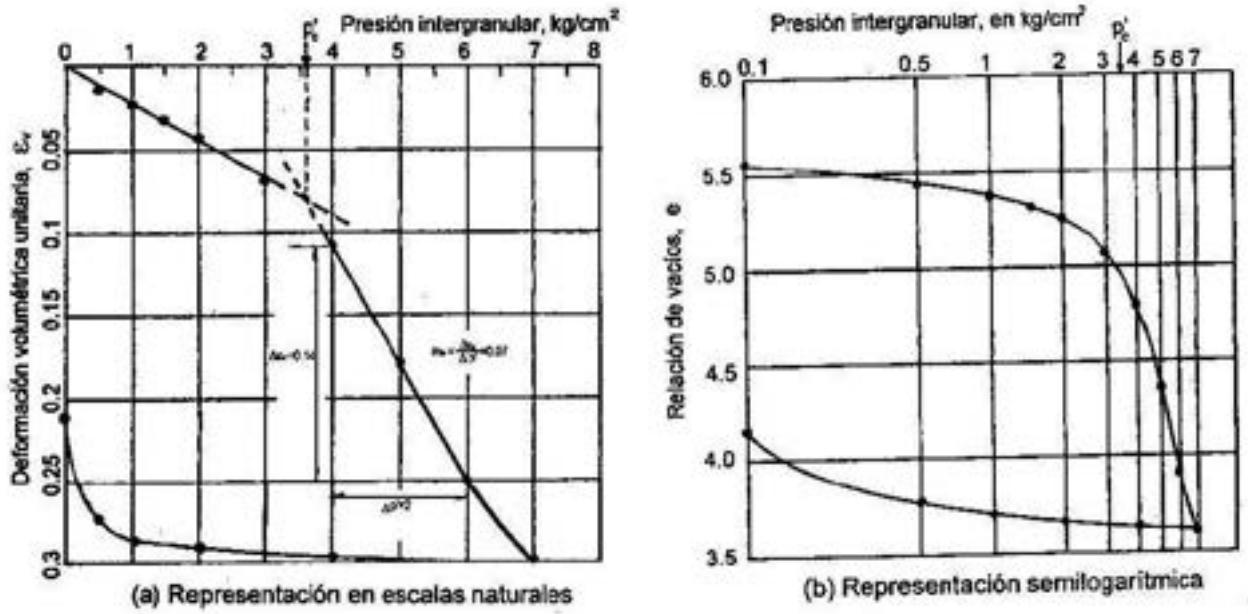


Figura 1–34. Curvas de compresibilidad volumétrica, (a) representada en escalas aritméticas y (b) en escala semilogarítmica. Obsérvese en (a) el comportamiento lineal de la deformación unitaria ε_v *con la presión intergranular* p'

El primer tramo recto de la gráfica ε_v–p', con menor pendiente, corresponde al *proceso de recompresión* del espécimen de suelo, en el cual se recupera la expansión que ha sufrido al extraer la muestra desde la profundidad natural a la que se encontraba. El proceso de muestreo en el campo y el labrado del espécimen de suelo en el laboratorio lo descargan de los esfuerzos confinantes a que estaba sujeto en su lugar natural, bajo el peso propio de las capas de suelo superiores. A la pendiente de esta recta se la denomina *módulo de compresibilidad volumétrica en recompresión* y se expresa por la siguiente ecuación:

$$m_r = \frac{\Delta \varepsilon_r}{\Delta p'} \qquad (1\text{–}47)$$

En la cual:

- $\Delta\varepsilon_r$ decremento de la deformación volumétrica unitaria, en recompresión
- $\Delta p'$ Incremento de presión efectiva, en kg/cm^2
- m_r Módulo de compresibilidad volumétrica en la rama de *recompresión* de la gráfica, expresado en cm^2/kg

El segundo tramo recto de la gráfica ε_v–p', con mayor pendiente, se llama *rama virgen de la gráfica de compresibilidad*, y su pendiente es el *módulo de compresibilidad volumétrica virgen* del suelo, el cual se expresa por:

$$m_v = \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta p'} \qquad (1\text{–}47a)$$

En esta última ecuación:

- m_v Módulo de compresibilidad volumétrica virgen del suelo expresado *en* cm^2/kg
- $\Delta\varepsilon_v$ Incremento de la deformación volumétrica unitaria en la *rama virgen* de la gráfica de compresibilidad
- $\Delta p'$ Incremento de presión efectiva, en kg/cm^2

La presión efectiva p'_c, correspondiente al punto de intersección de las dos rectas, es la presión a la cual el espécimen ensayado ha sido previamente consolidado a través de su historia geológica, aumentado de las cargas recientes que hayan sido aplicadas al suelo por antiguas estructuras de construcción humana. Esta presión fue llamada por A. Casagrande *carga de preconsolidación.*

En los depósitos naturales, las arcillas se denominan *preconsolidadas, normalmente consolidadas o parcialmente consolidadas,* según que la carga de preconsolidación sea, respectivamente, mayor, igual o menor que la presión efectiva debida al peso de las capas superiores de suelo.
Una arcilla preconsolidada ocurre cuando un estrato de arcilla ha estado sujeto a intenso secado solar, o bien, al peso de capas de hielo que se han fundido o de suelo o roca que han sido erosionados; o también, al peso de antiguas construcciones que fuero demolidas. Un estrato en estas condiciones puede soportar una carga considerable produciendo asentamientos de poca importancia, *que siguen la ley de la rama de recompresión,* dependiendo de la diferencia que haya entre p'_c y la presión efectiva actual del terreno natural $(p'_z=\gamma z-u)$.

Las arcillas normalmente consolidadas son aquellas que, a través de su historia geológica, nunca han estado sometidas a ninguna otra presión que la de su propio peso, ni han sufrido acción de secado, pero ha transcurrido el tiempo suficiente desde su depositación para que ocurra la consolidación completa; en estos materiales, una carga impuesta por una estructura desplantada sobre ellos puede provocar asentamientos, *según la rama virgen de la compresibilidad*, cuya importancia dependerá, principalmente, *del módulo de compresibilidad virgen* (m_v) del estrato, de su espesor y de la magnitud del incremento de presión efectiva inducido en él por la carga de la cimentación.

Las arcillas parcialmente consolidadas son aquellas depósitos recientes de suelo en los que no ha transcurrido el tiempo suficiente para que tenga lugar la completa disipación del exceso de presión de poro inducido por su propio peso, o bien, existe una condición de artesianismo. Estos depósitos son muy compresibles y pueden producir grandes asentamientos al aplicarles carga.

En la Sección 2 se describen los métodos analíticos para el cálculo de los asentamientos de cimentaciones en función de *los parámetros de compresibilidad de los suelos y de otros factores que influyen en el problema.*

Asentamiento de un estrato de suelo

La deformación volumétrica ΔV, que puede sufrir un estrato de suelo de espesor H al aplicarle un incremento de presión efectiva uniforme p', puede calcularse a partir de los resultados de una prueba de consolidación unidimensional. La figura *1–35* representa una capa de suelo, de espesor H y área A, comprimida por una presión uniforma p', que produce una deformación ΔH. La reducción de volumen ΔV puede expresarse así:

$$\Delta V = \Delta H\, A \qquad (1\text{–}51)$$

Y la deformación volumétrica unitaria:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta H\, A}{H A} = \frac{\Delta H}{H}$$

De aquí:

$$\Delta V = \varepsilon_v\, \Delta V \qquad (1\text{–}52a)$$

$$\Delta H = \varepsilon_v\, H \qquad (1\text{–}52b)$$

El módulo de compresibilidad se define como:

$$m_v = \varepsilon_v / p'$$

De donde: $$\varepsilon_v = m_v p'$$

Substituyendo ε_v en *(1–52)* se tiene el asentamiento ΔH:

$$\Delta H = m_v p' H \qquad (1\text{–}53a)$$

O bien: $$\Delta V = m_v p' V \qquad (1\text{–}52b)$$

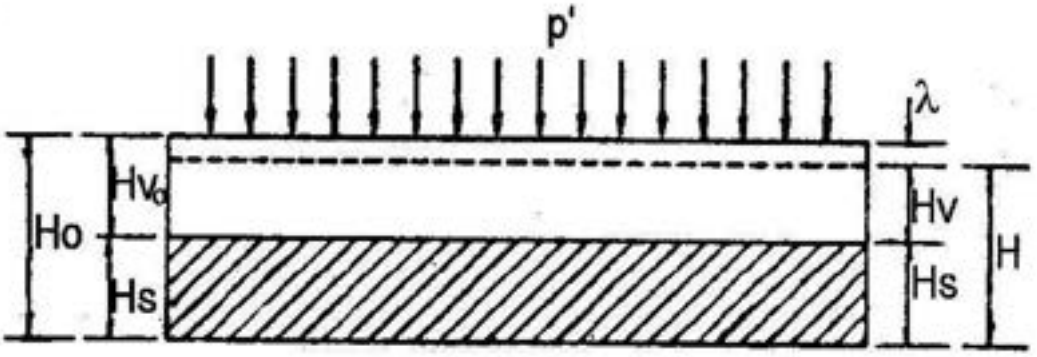


Figura 1-35. Asentamiento λ, de una capa de suelo, bajo una presión uniforme p'

Ejemplo:

Para ilustrar la aplicación de los conceptos anteriores a la predicción de la magnitud del asentamiento, considérese que la capa de arcilla de la figura *1–35* está sometida a una presión uniforme *p'*, de 1 kg/cm² (10 t/m²), tiene espesor H = 12 m = 1200 cm, y su módulo de compresibilidad virgen es la pendiente de la rama virgen en la figura *1–34*, de la que se obtiene $m_v = 0.07\ cm^2/kg$.

El asentamiento primario final, al terminar el proceso de consolidación, se obtiene aplicando la ecuación *(1–53a)*.

$$\Delta H = 0.07 \text{x} 1 \text{x} 1200 = 84 \text{ cm}$$

Tiempo de consolidación.

El desarrollo del proceso de consolidación a través del tiempo en un estrato de suelo compresible de baja permeabilidad se observa y se mide en el laboratorio como se ha explicado en párrafos anteriores; pero, la aplicación práctica de los resultados medidos en un pequeño espécimen de suelo, de 2 cm de espesor, al caso real de un estrato de varios metros de espesor requiere del análisis teórico planteado por Terzaghi en 1925.

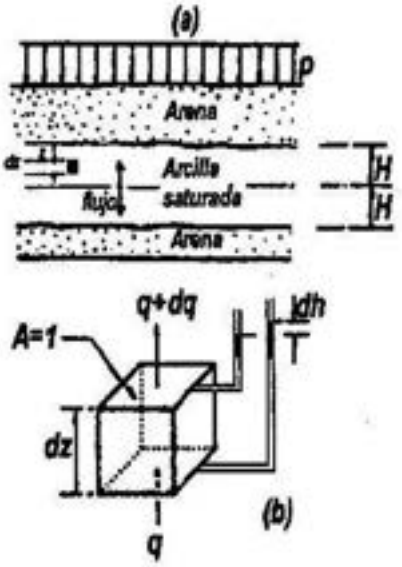


Figura 1-36.
Consolidación de un estrato de arcilla

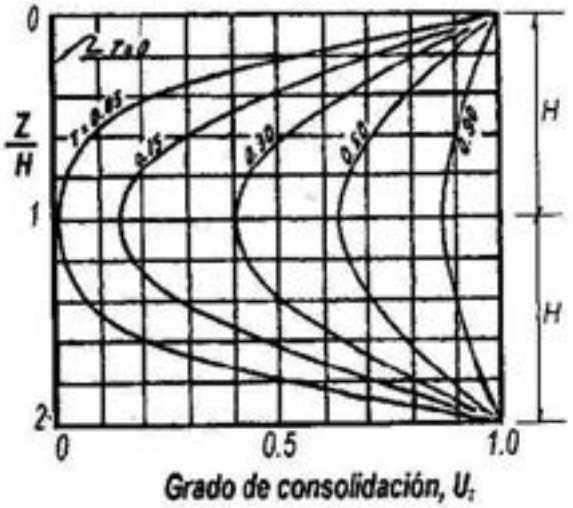


Figura 1-37.
Relación entre el grado de consolidación, la profundidad y el factor tiempo

La ecuación general de Terzaghi para el caso de consolidación unidimensional se deduce a partir del esquema de la figura *1–36a*, que representa un estrato horizontal de arcilla saturada, de espesor 2H, que está confinado entre dos estratos permeables de arena. Se considera que el nivel freático coincide con la superficie del terreno, por lo que las tres capas de suelo se encuentran saturadas y la presión inicial en el agua de los poros varía con la profundidad de acuerdo con la ley hidrostática. Al aplicar una presión uniforme p, en la superficie del terreno, se genera instantáneamente un incremento de presión de poro de igual magnitud, $u_i = p$, en toda la profundidad 2H. Pero, debido a la alta permeabilidad de los estratos de arena, este incremento de presión se disipa en muy corto tiempo en ambos estratos, mas no así en el estrato de arcilla de muy baja permeabilidad; esta condición crea un gradiente hidráulico desde el interior de la arcilla hacia las dos fronteras con ambas capas de

arena, que constituyen fronteras de drenaje para la expulsión del agua desde los poros de la arcilla al iniciarse el proceso de consolidación bajo la presión aplicada en la superficie. Es evidente la semejanza de este esquema con el caso del espécimen de arcilla que se coloca en el consolidómetro, limitado en sus bases por piedras porosas de alta permeabilidad.

Al iniciarse el proceso de consolidación, se genera en el estrato de arcilla un flujo de agua vertical en dos direcciones, partiendo del plano horizontal que pasa por el centro de la altura de la capa de arcilla: un flujo ascendente en la mitad superior y otro descendente en la inferior. Por tanto, en cualquier punto de la masa de arcilla existe un flujo y un gradiente hidráulico.

La figura *1–36b* muestra, esquemáticamente, un prisma diferencial de suelo, de altura dz y área unitaria, ubicado a una profundidad z, en la mitad superior del estrato de arcilla. En la base inferior de este prisma elemental entra un gasto de agua q, proveniente de las capas de suelo inferiores, y de su base superior sale otro gasto $(q+dq)$.

El incremento del gasto dq, es consecuencia del volumen de agua expulsada del elemento de suelo al comprimirse en un tiempo dt; este volumen de agua es igual al decremento del volumen –dV que sufre el suelo al consolidarse. Esta condición se expresa por la siguiente ecuación:

$$-dV = dq\,dt$$

Despejando dq:

$$-\frac{dV}{dt} = dq \qquad (1\text{–}54)$$

Según la ecuación *(1–53b)*, puede escribirse, para el prisma de espesor diferencial, dz:

$$dV = m_v\,dp'\,dz$$

Substituyendo en la ecuación *(1–54)*, y ordenando términos, se tiene

$$-\frac{m_v\,dp'}{dt} = \frac{dq}{dz}$$

Puesto que, a un incremento de presión efectiva dp' corresponde un decremento igual de presión de poro $(dp' = -du)$, la ecuación anterior puede escribirse:

$$\frac{m_v du}{dt} = \frac{dq}{dz} \qquad (1\text{–}55)$$

Por otra parte, según la ley de Darcy, el gasto que ingresa en el elemento de suelo por la base inferior se expresa por:

$$q = kia = k\frac{dh}{dz} \times 1 = k\frac{du}{\gamma_w dz}$$

Derivando esta ecuación con respecto a z:

$$\frac{dq}{dz} = \frac{d^2u}{\gamma_w dz^2} \qquad (1\text{–}56)$$

Igualando las ecuaciones *(1–55)* y *(1–56)*:

$$\frac{m_v du}{dt} = \frac{k d^2u}{\gamma_w dz^2}$$

Reordenando términos:

$$\frac{du}{dt} = \frac{k}{m_v \gamma_w} \frac{d^2u}{dz^2} \qquad (1\text{–}57)$$

Terzaghi llamó *coeficiente de consolidación del suelo* a la relación:

$$\frac{k}{m_v \gamma_w} = C_v \qquad (1\text{–}57a)$$

Substituyendo en la ecuación (1–57) se obtiene:

$$\frac{du}{dt} = C_v \frac{d^2u}{dz^2} \qquad (1\text{–}58)$$

Esta es la ecuación de Terzaghi para la consolidación unidimensional de los suelos saturados, en la que C_v es el coeficiente de consolidación *(ecuación 1–57a)*. Este coeficiente de consolidación es una propiedad del suelo que depende de su permeabilidad k y de su compresibilidad volumétrica m_v; lo que implica que, según la ecuación *(1–58)*, *la rapidez de la consolidación, dada por la rapidez con la que se disipa la presión*

de poro du/dt, *es directamente proporcional a la permeabilidad e inversamente a la compresibilidad del suelo.* Esto significa que, *las arcillas*, que son los suelos menos permeables y más compresibles, *se consolidan más lentamente que las arenas*, cuya permeabilidad puede ser hasta 100,000 veces mayor. y cuya compresibilidad puede llegar a ser hasta 300 veces menor.

La ecuación de la consolidación ha sido resuelta para diversas condiciones de frontera, incluyendo la del modelo utilizado aquí para la explicación de la teoría. Estas condiciones son las mismas que se presentan en un ensaye de consolidación realizado en el consolidómetro de anillo fijo, en el que la válvula de la bureta se mantiene cerrada durante todo el proceso, de manera que el espécimen de suelo tiene *una sola frontera permeable en la cara superior, y un espesor H.* Pero también resulta aplicable al caso del consolidómetro de anillo libre, en el que se tienen *dos fronteras permeables*: una arriba y la otra abajo, en cuyo caso solo basta considerar que el *espesor del espécimen es 2H.*

Grado de consolidación

Mediante la ecuación de la consolidación unidimensional, integrada para varios casos, con distintas condiciones de frontera, se puede calcular el valor de u en un punto de la masa de suelo saturado, a cualquier profundidad z, en un tiempo cualquiera t. A partir del valor de u, *se puede conocer el grado de consolidación* U_z *alcanzado en ese mismo punto, en ese tiempo.*

Para el caso del modelo del consolidómetro de anillo libre, en donde la distribución de presión de poro inicial u_i es constante con la profundidad z y el drenaje se efectúa por ambas fronteras permeables, en un espécimen cuyo espesor total es $2H$, la solución de la ecuación *1–58* tiene la siguiente forma:

$$u = \frac{4p}{\pi} \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{1}{2m+1} \left(sen \frac{(2m+1)\pi z}{2H} \right) E^{-\frac{\pi^2 T}{4}(2m+1)^2} \qquad (1\text{–}59)$$

En la que:

p	Incremento de presión total a la profundidad z.
m	Número entero progresivo.
H	Semi-espesor de la capa de arcilla.
z	Profundidad del punto considerado.

T Factor tiempo, definido por: $T = \frac{C_v t}{H^2}$

donde t es el tiempo transcurrido.

E Base de los logaritmos naturales.

Grado de consolidación

El grado de consolidación que se ha alcanzado en un punto cualquiera de una masa de suelo, en un tiempo dado, posterior a la aplicación de un incremento de carga, se define como *la porción del incremento de presión total que se ha convertido en esfuerzo efectivo*, o presión intergranular, y queda expresado por:

$$U_z = \frac{p'}{p} = \frac{p-u}{p} = 1 - \frac{u}{p} \qquad (1\text{–}59a)$$

Donde:

U_z Grado de consolidación en un punto a la profundidad z, en un tiempo t.

p Incremento de presión total aplicada inicialmente en el punto.

p' Incremento de presión intergranular, en el tiempo t

u Presión en el agua de los poros, en el mismo tiempo

Puesto que, para un suelo saturado, la presión de poro inicial es igual al incremento de presión total, $(p = u_i)$, la ecuación *(1–59a)* puede también escribirse:

$$U_z = 1 - \frac{u}{u_i} \qquad (1\text{–}59b)$$

El grado de consolidación en un punto, a una profundidad z, después de un tiempo t, está dado por la siguiente ecuación, obtenida al substituir *(1–59) en (1–59b):*

$$U_z = 1 - \frac{4}{\pi} \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{1}{2m+1} \left(sen \frac{\pi(2m+1)z}{2H} \right) E^{-\frac{\pi^2 T}{4}(2m+1)^2} \qquad (1\text{–}60)$$

La figura *1–37* presenta, gráficamente, la solución de la ecuación anterior; en ella pueden apreciarse las relaciones entre el grado de consolidación U_z , la profundidad expresadas en términos de la relación z/H, y el valor del factor tiempo T.

En las aplicaciones prácticas de esta teoría es conveniente conocer *el valor medio del grado de consolidación U, en un tiempo dado t, a través de toda profundidad de la capa 2H, por ser éste igual al porcentaje del asentamiento ($U = \rho / \rho_f$) producido en el mismo tiempo, con respecto al asentamiento final que se producirá al terminar el proceso de consolidación (ρ_f).* El valor medio de U, para las condiciones de frontera antes expuestas, queda expresado por la ecuación:

$$U = \frac{\int_0^H U_z dz}{2H}$$ cuya solución es:

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{8}{\pi^2 (2m+1)^2} E^{-\frac{\pi^2}{4}(2m+1)^2 T} \qquad (1\text{–}61)$$

Obsérvese que en la ecuación *(1–59)* interviene como variable única el factor tiempo T; por lo que puede construirse una gráfica de U en función de T, que se presenta en la figura *1–38.*

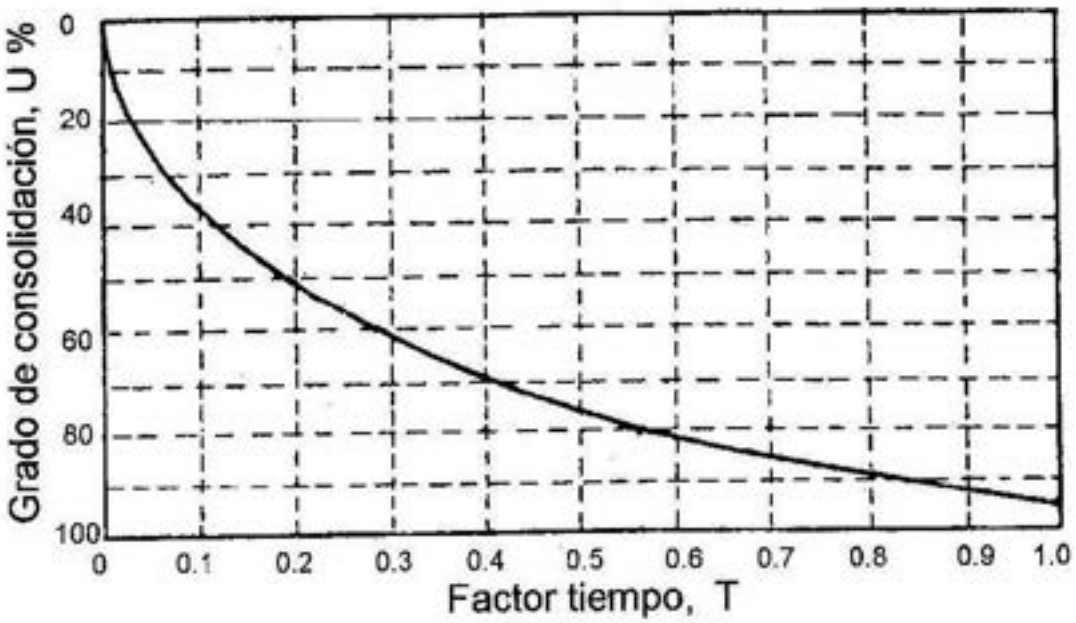


Figura 1–38. *Grado de consolidación U, en función del factor tiempo T.*

Se han obtenido soluciones analíticas del grado de consolidación medio U, para otras condiciones de frontera. *(Ver Terzaghi y Peck[28], págs. 233 - 242).*

Conclusiones prácticas de la teoría

Las discusiones anteriores conducen a las siguientes conclusiones prácticas, en relación con los factores que intervienen en el tiempo en que se produce el asentamiento por consolidación de estratos blandos de arcilla saturada.

1. Según la ecuación *(1–61)*, el tiempo necesario para que se produzca un grado de consolidación medio cualquiera es independiente de la magnitud de la presión aplicada al estrato de suelo.
3. El factor tiempo ha sido definido como:

$$T = \frac{C_v t}{H^2} \qquad (1–62a)$$

De donde:

$$t = \frac{TH^2}{C_v} \qquad (1–62b)$$

Esto significa que: *el tiempo necesario para que se produzca un determinado porcentaje del asentamiento total ($U = \rho/\rho_t$) de una capa de arcilla varía con el cuadrado del semi-espesor H de la capa.*

3. Para una capa de suelo, el coeficiente de consolidación, C_v, cuyo valor está dado por la ecuación *(1–59a)*, es una función de la permeabilidad y de la compresibilidad del suelo, representados, respectivamente por k y m_v. El valor de k es, en general, una función de la porosidad, la cual varía ligeramente a través del proceso de consolidación; sin embargo su variación es pequeña y se puede considerar constante. Por otra parte, se ha visto ya, al tratar de la compresibilidad, que m_v permanece constante para un rango muy amplio de variación de la presión efectiva; consecuentemente, su relación expresada por la ecuación *(1–59a)* puede considerarse prácticamente constante. En todo caso, la heterogeneidad natural del suelo dentro de la misma capa introduce variaciones más importantes que las que pueden atribuirse al propio proceso de consolidación. Es por ello que en la práctica se toma como valor representativo de estas propiedades un valor promedio.

Ejemplo:

Para ilustrar el uso de los conceptos anteriores es interesante considerar como ejemplo, el caso de las arcillas lacustres del área central de la Ciudad de México, cuya formación arcillosa superior tiene un espesor total de unos 30m, pero tiene intercalados algunos delgados estratos permeables de arena fina que la subdividen en capas de espesores de 4 a 20m; los estratos de arena constituyen fronteras permeables, de manera que las capas de arcilla están doblemente drenadas.

Considérese el caso de una capa de 12m de espesor total, $2H = 12m$, en la cual se desea conocer el tiempo de consolidación necesario para alcanzar el 90% del asentamiento máximo bajo una cierta carga aplicada. La respuesta a esta pregunta se obtiene aplicando la ecuación *(1–62b),* para lo cual se requiere conocer los valores apropiados de las funciones C_v y T.

Coeficiente de consolidación C_v

La curva de consolidación de laboratorio que presenta la figura *1–33,* corresponde a un espécimen cilíndrico, con espesor inicial de 2 cm y drenaje en ambas bases, representativo de la capa de arcilla que se analiza en este ejemplo, la cual tiene un contenido de agua de 320% y relación de vacíos de 8.2. El incremento de carga aplicado es de $2\ kg/cm^2$.

La figura *1–33* presenta, en el eje vertical, los valores de la deformación axial *(Δh)* del espécimen de laboratorio, en milímetros. El punto B es la intersección de las dos tangentes a la curva Δh–*log t*. Este punto se considera el límite entre el proceso de consolidación primaria y la secundaria; por tanto, define *la deformación primaria máxima* Δh_{100} *y el tiempo* t_{100} requerido para que se produzca esta deformación.

Tomando la mitad de Δh_{100}, se determina el punto Δh_{50}, que corresponde al 50% de la deformación volumétrica primaria máxima. La horizontal que pasa por este punto intercepta la curva de consolidación primaria en el punto D, cuya abscisa corresponde al tiempo t_{50}, necesario para alcanzar el *50 % de la deformación primaria final;* en este caso particular, $t_{50} = 18$ *minutos.*

El valor medio del coeficiente de consolidación C_v, se puede obtener despejándolo de la ecuación *(1–62a)* para obtener la siguiente expresión:

$$C_v = \frac{T_{50} H^2}{t_{50}}$$

Por otra parte, de la curva teórica de la figura *1–38*, se obtiene para T_{50} el siguiente valor:

$$T_{50} = 0.2$$

El semi-espesor H de la pastilla de suelo en el laboratorio es :

$$H = 1\ cm.$$

Substituyendo estos valores se obtiene:

$$C_v = \frac{0.2 \times 1^2}{18} = 0.0111\ cm^2/min$$

Cálculo del tiempo t_{90}

En el ejemplo que se presenta en párrafos anteriores, en el apartado de *"Asentamiento de un estrato de suelo"*, se ha calculado que el máximo asentamiento primario de una capa de arcilla de 12 m de espesor, sometido a una presión uniforme de 1 kg/cm$_2$, es de 84 cm. El 90% de este valor es 0.9x84 = 75.6 cm. El tiempo necesario para que el estrato de arcilla alcance este asentamiento primario se obtiene mediante la ecuación *(1–62b)*:

$$t_{90} = \frac{T_{90} H^2}{C_v} \qquad (1\text{–}62b)$$

De la figura *1–38*, el factor T_{90}, para 90% de consolidación, vale:

$$T_{90} = 0.85$$
$$H = 12/2 = 6m = 600\ cm$$
$$C_v = 0.011 cm^2/seg.$$

Substituyendo valores en la ecuación (1–62b), se tiene:

$$t_{90} = \frac{0.85 \times 600^2}{0.0111 \times 365 \times 1440} = 52.45\ años$$

Es interesante comparar este valor con el tiempo necesario para alcanzar el mismo grado de consolidación en un estrato de 4m de espesor. Suponiendo constantes T_{90} y C_v; este valor sería de:

$$t_4 = t_{12}\left(\frac{4}{12}\right)^2 = 52.45 \times 0.111 = 5.83 \text{ años}$$

Para la mitad del asentamiento, o sea el 50 % de la consolidación primaria, el factor tiempo disminuye a $T_{50} = 0.2$, (figura *1–38*), lo que implica que el estrato de *12m* de espesor alcanzaría el 50 % del asentamiento primario en:

$$t_{50} = \frac{0.2 \times 600^2}{0.0111 \times 1440 \times 365} = 12.34 \text{ años}$$

Es decir; 24 % del tiempo necesario para el 90 % de la consolidación primaria.

Es interesante notar que la relación entre U y T para el caso en el que la presión es uniforme con la profundidad, en un estrato con una sola frontera de drenaje está representada por la misma curva de la figura *1–38*, correspondiente al caso de drenaje doble, con sólo considerar que el espesor total de la capa está representado por H en lugar de *2H*.

Relación entre la predicción teórica y la realidad observada

La predicción del tiempo de consolidación mediante los modelos teóricos es razonablemente aproximada a la realidad solamente en aquellos casos en los que las condiciones de frontera reales son semejantes a las teóricas. La discrepancia inevitable entre los valores teóricos y los observados en la realidad, se atribuye principalmente a diferencias entre las condiciones de frontera en el campo y en el laboratorio. Las principales fuentes de dichas diferencias son:

- *La heterogeneidad de la masa de suelo, mientras que la teoría supone material homogéneo.*
- *La presencia de flujo del agua en tres direcciones, en tanto que la teoría considera que el flujo ocurre en una sola dirección.*
- *El grado de alteración de las muestras de suelo en las que se realizan los ensayes de consolidación tienen también una influencia decisiva sobre el valor del coeficiente de consolidación determinado en el laboratorio.*

El efecto tridimensional del flujo en el tiempo de consolidación fue estudiado por M.A.Biot, y presentado en su artículo *"General theory of three-dimensional consolidation"; Journal of Applied Physics, 1941.*

Capítulo 1–8 157

Resistencia de las rocas y los suelos 157
Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos 157
Medición de la resistencia al corte 159
Pruebas de corte directo 159
Suelos granulares secos *160*
Arcillas saturadas *160*
Suelos intermedios *160*
Pruebas de compresión triaxial 161
Tipos de pruebas triaxiales *163*
Control de velocidad de la deformación y la carga axial *163*
Control del drenaje del agua de la probeta *164*
Prueba no drenada (UU) *164*
Prueba consolidada-no-drenada (CU) *164*
Prueba drenada (CD) *165*
Análisis de esfuerzos en las probetas de suelo *165*
Diagrama de esfuerzos de Mohr *166*
Trazo de la envolvente de resistencia *168*
Influencia de la compacidad en el ángulo ϕ' *169*
Prueba no drenada (UU) en suelos granulares secos *170*
Suelos granulares saturados 170
Prueba drenada (CD) *170*
Prueba consolidada–no drenada (CU) *172*
Influencia de la compacidad relativa en el punto crítico P_{cr} *173*
Licuación de las arenas finas y limos no plásticos. *174*
Comportamiento bajo cargas estáticas 175
Resistencia al corte de los suelos intermedios 175
Suelos intermedios parcialmente saturados *176*
Resistencia al corte de las arcillas saturadas 177
Arcillas parcialmente saturadas *181*
Suelos cohesivo-friccionantes *181*
Selección del tipo de prueba 182

Capítulo 1–8

Resistencia de las rocas y los suelos

En todos los materiales empleados en las obras de Ingeniería Civil, es indispensable cuantificar la resistencia que oponen a la distorsión o ruptura por la acción de esfuerzos inducidos en ellos, sean éstos de compresión, de tensión o cortantes. La importancia relativa de estos tres tipos de esfuerzos varía con la clase de material de que se trate. Así, por ejemplo, en el acero es necesario medir la resistencia ante los tres tipos de esfuerzos; en tanto que, en el concreto se suelen determinar solamente las resistencias a la compresión y al cortante, ya que en las estructuras construidas con este material se considera despreciable su resistencia en tensión. Esta misma actitud es común en el caso de las rocas. .En cambio, en los suelos, la atención del Ingeniero se enfoca principalmente a la resistencia al corte, debido que la adherencia que muestran entre su partículas es relativamente baja o nula.

El conocimiento de los fenómenos físicos y físico-químicos que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, es de la mayor importancia práctica, ya que de ella dependen:

- La capacidad de carga de las cimentaciones de cualquier tipo.
- La estabilidad de los taludes y el fondo de las excavaciones.
- El empuje que ejerce la tierra sobre las estructuras de contención.
- La estabilidad de otras obra de ingeniería como las presas, los caminos, las obras portuarias y todas aquellas en las que los suelos estén involucrados.

Los conceptos básicos de este conocimiento se explican de manera breve y sencilla en este capítulo.

Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

La resistencia de los suelos ante la acción de esfuerzos cortantes es el resultado de la interacción entre las partículas a través de sus contactos;

en estos puntos se desarrollan dos tipos de fuerzas resistentes:

- *La fricción* generada por la presión normal a la superficie del contacto.
- *La cohesión*, que depende solamente de la adherencia entre las partículas debida a la presencia de arcilla coloidal, o de sales depositadas en los contactos que cementan las partículas.

Cuando no existen coloides ni cementantes, como en el caso de los suelos granulares carentes de finos plásticos, *la cohesión es nula y la resistencia al corte del suelo es de naturaleza puramente friccionante.*

Por el contrario, si el suelo está constituido predominantemente por partículas coloidales, como en las arcillas lacustres del Valle de México, *las fuerzas de adherencia entre las partículas es la fuente principal de la resistencia al corte.* Esta diferencia ha dado origen a los términos:

Suelos cohesivos y
Suelos friccionantes.

Un tercer caso lo forman los suelos constituidos por una mezcla de partículas granulares y arcilla plástica *(coloidal), cuya resistencia al corte es generada a la vez por cohesión y fricción entre sus partículas; por ello se les llama:*

Suelos cohesivo-friccionantes.

Las fuerzas interactivas en las partículas de un suelo dependen del tamaño, de la forma y la rugosidad de la superficie de los granos, así como de la proporción de partículas coloidales (arcilla) y de su actividad físico-química, que se manifiesta en su plasticidad Pero, es bien conocido que la resistencia al corte de un suelo no solo depende de la granulometría y la plasticidad, sino también de:

- *La compacidad.*
- *El grado de saturación.*
- *La permeabilidad.*
- *Las condiciones de drenaje de la masa de suelo.*
- *La velocidad con la que se deforman.*

Esta situación que parecería ser muy compleja, puede aclararse median-

te una breve descripción y discusión de los métodos empleados en el laboratorio para medir la resistencia al corte de los suelos. Esta aparente complejidad es, evidentemente, una diferencia importante entre los suelos y otros materiales empleados en la Ingeniería Civil.

Medición de la resistencia al corte

Existen diversos tipos de aparatos y de procedimientos de ensaye para medir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos en el laboratorio, los cuales pueden agruparse en dos clases: los de *corte directo* y los de *compresión triaxial*, que se describen en este capítulo. Se emplean también varios procedimientos de campo que se describen en el capítulo *(1–4)*.

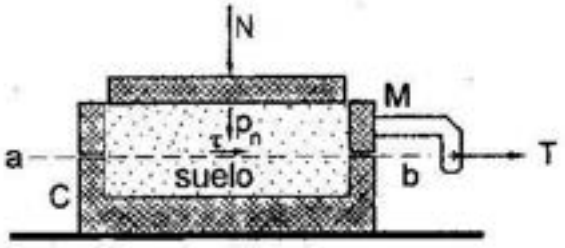


Figura 1-39. Aparato de corte directo.

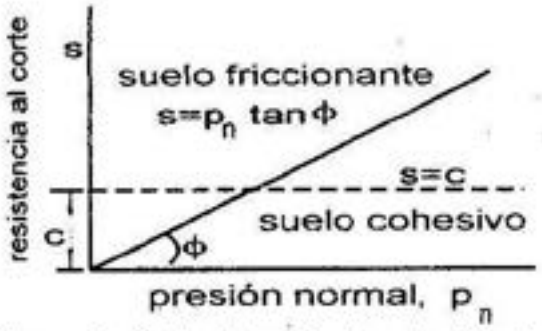


Figura 1-40. Resistencia al corte directo en función de la presión normal.

Pruebas de corte directo

La figura *1–39* ilustra esquemáticamente un aparato de corte directo, formado por una caja metálica *C*, con sección cuadrada o cilíndrica, de área A, fija a una base; un marco móvil M de igual sección se desplaza con respecto a la caja y corta al prisma de suelo *S*, a lo largo del plano ab. En la cara superior del prisma, protegida por una placa metálica rígida, se aplica una carga *N*, normal al plano de corte, en el cual se genera una presión $p_n=N/A$; posteriormente, un mecanismo hace deslizar al marco móvil, aplicando a la probeta de suelo un esfuerzo cortante creciente $\tau = T/A$, hasta producir la falla por corte. La resistencia al corte del suelo ensayado es el valor medio del esfuerzo cortante máximo $\tau_{max} = s = T_{max}/A$. El ensaye de corte directo se repite en varias probetas de suelo, aplicando a cada una un esfuerzo normal p_n diferente, y midiendo el esfuerzo cortante de falla s, correspondiente. La

presentación gráfica de los valores obtenidos de la serie de ensayes permite conocer la ley de variación de la resistencia al corte s en función de la presión p_n, normal al plano de falla, como muestra la figura *1–40*. La forma de esta gráfica varía con el tipo de suelo ensayado.

Suelos granulares secos

Las gravas y arenas completamente secas, sometidas a prueba de corte directo dan una gráfica de resistencia al corte aproximadamente lineal que pasa por el origen de coordenadas y forma un ángulo ϕ con la horizontal. como ilustra la figura *1–40*. La variación de la resistencia al corte s con la presión normal p_n depende solamente del valor del ángulo de fricción interna ϕ y se expresa por la ecuación:

$$s = p_n \tan \phi \qquad (1\text{–}63)$$

Esta expresión coincide con la ley de Coulomb para la fricción de los cuerpos, en la que $\tan\phi$ es el coeficiente de fricción; por ello, a los suelos granulares carentes de adherencia entre los granos se les denomina *suelos friccionantes.*

Arcillas saturadas

Por otra parte, al ensayar *arcillas saturadas*, en este tipo de aparato, aplicando las cargas y deformaciones con la rapidez suficiente para minimizar la consolidación de las probetas bajo la presión normal aplicada p_n, se obtiene una gráfica de resistencia al corte representada por una recta horizontal, con ordenada al origen c, que muestra la línea punteada de la figura *1–40*. En este caso, la resistencia al corte es una constante e independiente de la presión normal al plano de falla, y queda expresada por la ecuación:

$$s = c \qquad (1\text{–}64)$$

Por ello, a las arcillas saturadas sometidas a esfuerzos cortantes aplicados con alta velocidad de deformación, se les llama *suelos cohesivos.*

Suelos intermedios

La resistencia al corte de los suelos de granulometría intermedia *(limos no plásticos, limos arenosos y arenas finas limosas)* parcialmente saturados, medida en ensaye de corte directo realizado a baja velocidad de deformación, queda representada por una ley lineal con ordenada al

origen c, que es una combinación de las dos ecuaciones anteriores:

$$s = c + p_n \tan\phi \qquad 1\text{–}65)$$

De aquí el nombre de *suelos cohesivo-friccionantes.*

En la actualidad, ya no se emplean los aparatos de corte directo debido, principalmente, a que en ellos no es posible gobernar a voluntad el drenaje del agua del suelo durante el ensaye, lo que impide el control del efecto de la presión del agua de los poros en la resistencia medida. Además, se les atribuye el defecto de producir una falla progresiva de las probetas de suelo que se inicia en el lado donde el marco móvil empuja a la mitad superior del prisma deslizante, y progresa hacia el extremo opuesto, dando por resultado que la distribución de las deformaciones y los esfuerzos cortantes no es uniforme a lo largo del plano de falla.

Pruebas de compresión triaxial

Las cámaras de compresión triaxial han substituido desde hace más de 50 años, a los aparatos de corte directo; eliminando con ello su principal defecto, que es la falta de control sobre el drenaje del agua del suelo durante el proceso de la prueba.

Las pruebas de compresión triaxial se realizan en el laboratorio en una cámara triaxial, como la que muestra la figura *1–41*, Dentro de la cámara se coloca una probeta cilíndrica S, del suelo que se desea ensayar; las bases de la probeta quedan en contacto con cabezas sólidas de acrílico B, provistas de piedras porosas F, que sirven de filtro para el agua del suelo; la probeta de suelo está envuelta en una membrana impermeable de látex M; la unión entre la membrana impermeable y las cabezas cilíndricas se ata con banda de hule para garantizar un sello hermético. Los filtros de piedra porosa están conectados a tubos delgados provistos de válvulas V, que permiten gobernar la salida o entrada de agua y gases a la probeta; tales tubos de drenaje están conectados a una bureta graduada con la que se puede medir el volumen de agua expulsada o absorbida por el suelo durante la prueba. La cámara se completa por un cilindro C, de acrílico o de acero inoxidable y una tapa superior metálica, la cual es atravesada por un vástago delgado que pasa por un depósito de grasa a presión G; la grasa evita la fuga del agua a lo largo de la pared del vástago y reduce a un mínimo la

fricción de éste contra la tapa. El espacio comprendido entre la probeta de suelo y la cámara se llena de agua. El proceso de la prueba triaxial es el siguiente:

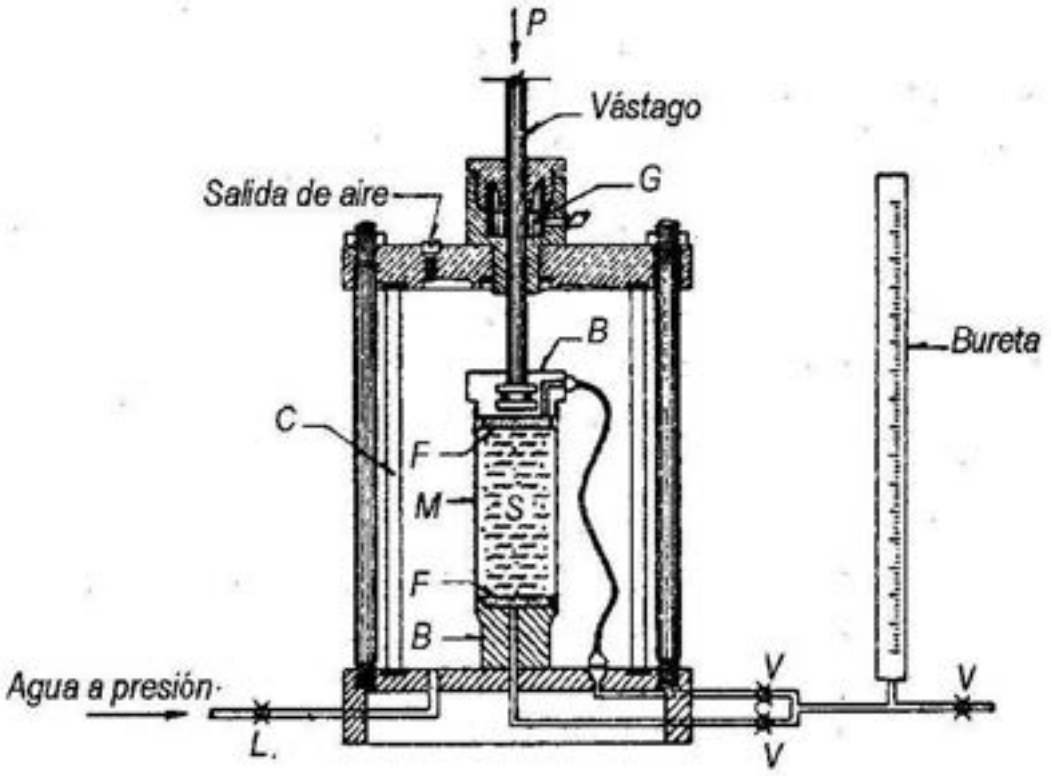


Figura 1-41. Corte esquemático de una cámara de compresión triaxial.

- *Etapa de compresión uniforme.-* Mediante un tanque de aire comprimido se aplica al agua de la cámara una presión hidrostática controlada que se transmite a la probeta de suelo, a través de la membrana y las cabezas, produciendo en ella un *esfuerzo confinante uniforme* p_3, que actúa tanto en dirección radial como axial. En esta condición de presión uniforme no existen esfuerzos cortantes en el interior de la probeta de suelo.

- *Etapa de ruptura.-* Posteriormente, se aplica al vástago una carga axial creciente, que produce un incrementa del esfuerzo vertical p_d, sobre la cabeza superior de la probeta, hasta producir la falla del suelo cuando este *incremento de presión vertical alcanza su máximo valor* p_{df}. A este proceso se le denomina *etapa de ruptura*, y al incremento de presión vertical se le llama *esfuerzo desviador* p_d. Un micrómetro

apoyado en el vástago permite medir la deformación axial producida en la probeta por el esfuerzo desviador. La deformación axial λ, por unidad de longitud L, de la probeta, llamada deformación unitaria axial se expresa por: $\varepsilon = \lambda/L$, se relaciona con el incremento del esfuerzo desviador p_d, en una gráfica como lo muestra la figura 1–43a.

Tipos de pruebas triaxiales

Las pruebas de compresión triaxial pueden conducirse de diferentes maneras, dependiendo básicamente de la forma como se controlan la aplicación del esfuerzo desviador p_d y la salida del agua y de los gases del interior de la probeta de suelo. Cada una de estas maneras de conducir la prueba trata de reproducir, en el laboratorio, diferentes condiciones reales de la velocidad de deformación y de las condiciones de drenaje que se producen en el campo. Se distinguen así los siguientes tipos de prueba:

Control de la velocidad de la deformación y la carga axial

La carga axial (*esfuerzo desviador*), se aplica por cualquiera de dos procedimientos:

- Mediante un mecanismo que se desplaza a velocidad constante *(prueba a deformación controlada)* o
- Mediante un marco de carga en el que se colocan pesas que producen incrementos de carga constantes, a intervalos de tiempo predefinido *(prueba a carga controlada).*

Según la velocidad con que se aplica la deformación axial durante el proceso de ruptura, se realizan:

- Pruebas con alta velocidad *(pruebas rápidas)* o
- Con baja velocidad *(pruebas lentas).*

En las primeras, la deformación axial se aplica a una velocidad constante, de 1% a 2% de la altura de la probeta por minuto; mientras que en las segundas, se usan velocidades de 0.01% a 0.02% /min, o menores,

Control del drenaje del agua de la probeta

Prueba no drenada (UU)

En este tipo de prueba se mantienen siempre cerradas las válvulas de drenaje de la cámara, de manera que el agua y/o gases contenidos en el suelo no pueden escapar durante todo el proceso de la prueba. El proceso se inicia aplicando una presión al agua de la cámara, que se trasmite hidrostáticamente a la probeta a través de la membrana y las cabezas. La probeta sufre una pequeña reducción de volumen a consecuencia del ajuste interno de la estructura del suelo, formada por las partículas sólidas, agua y gases *(fluidos de los poros del suelo).*

Transcurridos unos 3 a 10 minutos, cuando el micrómetro haya dejado de marcar un aumento en la deformación axial, se habrá concluido la primera etapa de la prueba conocida como *etapa de recompresión no drenada.* En este momento la probeta de suelo se encuentra en equilibrio bajo el nuevo estado de esfuerzos uniformes inducido por la presión confinante de la cámara p_3, estado en el cual no existen esfuerzos cortantes.

En seguida se inicia la *etapa de ruptura* de la probeta, aplicando el esfuerzo desviador p_d, hasta alcanzar la falla, *manteniendo también el drenaje cerrado;* es decir que se aplica un *proceso de ruptura no drenada.* Se lleva el registro continuo de la magnitud del esfuerzo desviador aplicado y de la deformación axial producida durante esta etapa de la prueba. En este tipo de prueba no se permite el drenaje de los fluidos de los poros del suelo en ningún momento del proceso de ensaye; por lo tanto, se desarrollan presiones de poro u, durante la etapa de recompresión, así como durante la etapa de ruptura. El valor de la presión de poro dependerá de:

- El grado de saturación inicial del suelo.
- La compresibilidad.
- La presión confinante de la cámara p_3.

Si el suelo está saturado, la presión de poro inicial ui, será igual a la presión confinante, $u_i = p_3$.

Prueba consolidada-no-drenada (CU)

En este tipo de prueba se aplica la presión p_3 al agua de la cámara y se

abren las válvulas de drenaje, permitiendo así que la presión de los fluidos de los poros *(agua y gases)*, generada en el suelo por el incremento de presión uniforme aplicada se disipe completamente; es decir, se permite la consolidación total de la probeta de suelo bajo la presión uniforme de la cámara p_3. La observación de las deformaciones longitudinales mediante el micrómetro, y del volumen de agua expulsada que se registra en la bureta graduada B, a través del tiempo, suministran datos para trazar la curva de consolidación correspondiente e identificar el tiempo en el que se ha logrado la totalidad de la consolidación primaria bajo la presión de la cámara. Una vez alcanzado el *100%, de consolidación primaria* se procede a cerrar las válvulas de drenaje y a iniciar la etapa de ruptura, aplicando al vástago una velocidad de desplazamiento constante (*deformación controlada rápida*) hasta hacer fallar la probeta; es decir que, la etapa de ruptura se realiza *en condición no drenada y a velocidad de deformación rápida.* En este tipo de prueba se desarrollan presiones de poro durante la etapa de ruptura, en la cual el drenaje de la probeta permanece cerrado.

Se observa que, en la prueba *no drenada (UU)*, el contenido de agua del espécimen de suelo permanece constante, mientras que en la *consolidada-no-drenada (CU),* cambia el contenido de agua porque se permite la salida de los fluidos de los poros durante el proceso de consolidación bajo la presión confinante de la cámara.

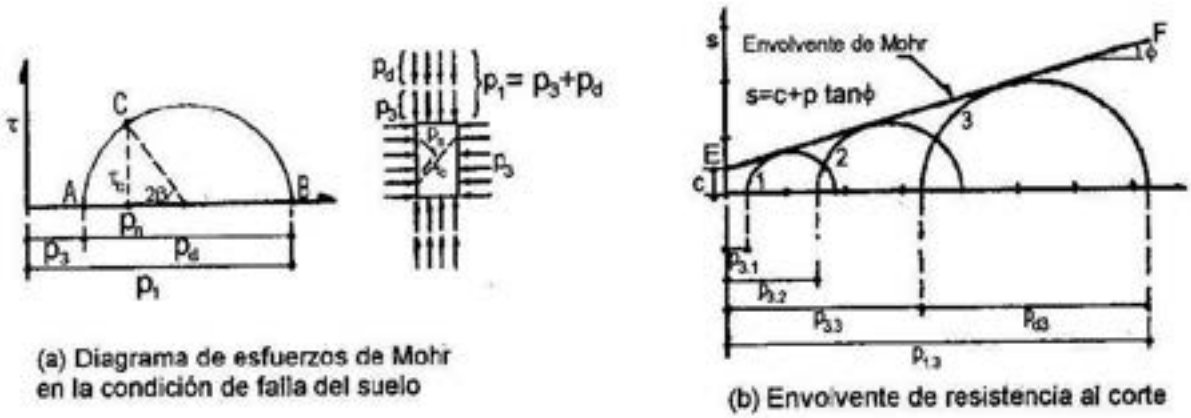
Prueba drenada (CD)

Al igual que en la prueba *(CU)*, en la prueba drenada se permite la consolidación completa del suelo bajo la presión de la cámara; pero, las válvulas de drenaje se mantienen abiertas durante la etapa de ruptura. La carga axial se aplica en incrementos pequeños *(carga controlada),* colocados a intervalos de tiempo suficientemente largos para garantizar que la presión de poro u, generada por el incremento anterior, se disipe completamente antes de aplicar el siguiente incremento. En estas condiciones, *la presión de poro se anula durante todo el proceso de la prueba*, y las presiones aplicados exteriormente a la probeta, *denominadas presiones totales*, se trasmiten íntegramente a las partículas del suelo, transformándose en *presiones intergranulares (presiones efectivas) iguales a las presiones totales;* $p'_1 = p_1$ *y* $p'_3 = p_3$.

Análisis de esfuerzos en las probetas de suelo

Cualquiera que sea el tipo de prueba realizado, para cada muestra de

suelo ensayada es necesario realizar por lo menos 3 pruebas triaxiales en sendas probetas labradas de la misma muestra. En cada probeta se aplica un valor diferente de presión confinante p_3, y se determina el esfuerzo desviador máximo correspondiente que produce la falla, p_{df}. Con los valores de las presiones totales aplicadas en el exterior de la probeta, obtenidos de cada serie de especímenes ensayados, se traza *una gráfica de resistencia al corte* correspondiente a esa muestra de suelo, semejante a la gráfica de la figura *1–42b*. Para trazar esta gráfica es necesario dibujar, para cada una de las probetas ensayadas, un círculo de Mohr que representa el estado de esfuerzos de cada probeta en el momento de la falla. Esto se hace de la siguiente manera:



(a) Diagrama de esfuerzos de Mohr en la condición de falla del suelo

(b) Envolvente de resistencia al corte

Figura 1-42. Análisis de esfuerzos en el suelo sometido a prueba de compresión triaxial.

Diagrama de esfuerzos de Mohr

La figura *1–42a* es el diagrama de Mohr que representa el estado de esfuerzos totales en el momento de la falla de una probeta de suelo ensayada en prueba de compresión triaxial. El esfuerzo horizontal total p_3 es igual a la presión confinante de la cámara; este esfuerzo actúa perpendicularmente a la cara vertical del cilindro de suelo, donde no existe esfuerzo cortante (τ_v=0); por lo tanto, *este es un plano principal y el esfuerzo p_3 es un esfuerzo principal total.* Siendo p_3 un esfuerzo radial uniforme y constante a través del proceso de la prueba, cualquier plano vertical en el interior de la probeta tiene el mismo esfuerzo horizontal. El esfuerzo de compresión p_3, *denominado esfuerzo principal menor,* se representa, a escala, por el punto A en el eje horizontal del diagrama de Mohr. En el eje vertical del diagrama se representa, a la misma escala, el esfuerzo cortante (τ) que actúa en un plano cualquiera del interior de la probeta. Puesto que en el plano vertical no hay esfuerzo cortante ($\tau_v = 0$), su estado de esfuerzos queda definido por el punto A sobre el

eje horizontal. Por otra parte, cualquier plano horizontal, dentro de la probeta de suelo, por ser perpendicular al vertical *(plano conjugado)*, debe ser también un plano principal ($\tau_h = 0$), por lo que *el esfuerzo vertical total* p_1, *en el momento de la falla de la probeta, es el esfuerzo principal mayor*, que se representa por el punto B en el eje horizontal del diagrama; la abscisa de este punto es:

$$p_1 = p_3 + p_{df}$$

Donde p_{df} *es el incremento de esfuerzo vertical total aplicado a través del vástago para alcanzar la falla de la probeta.*

Tomando como diámetro la distancia $AB = p_{df}$, se traza el semicírculo ABC indicado en la figura, que representa *el estado de esfuerzos totales* para cualquier plano comprendido entre el plano vertical y el horizontal. Así, por ejemplo, el punto C representa un plano inclinado en el que la presión normal p_n es igual a la abscisa del punto y el esfuerzo tangencial (*cortante*) es la ordenada τ_c. El ángulo β, que forma el plano inclinado con el vertical, es la mitad del que forman el radio del punto C y el eje horizontal (2β).

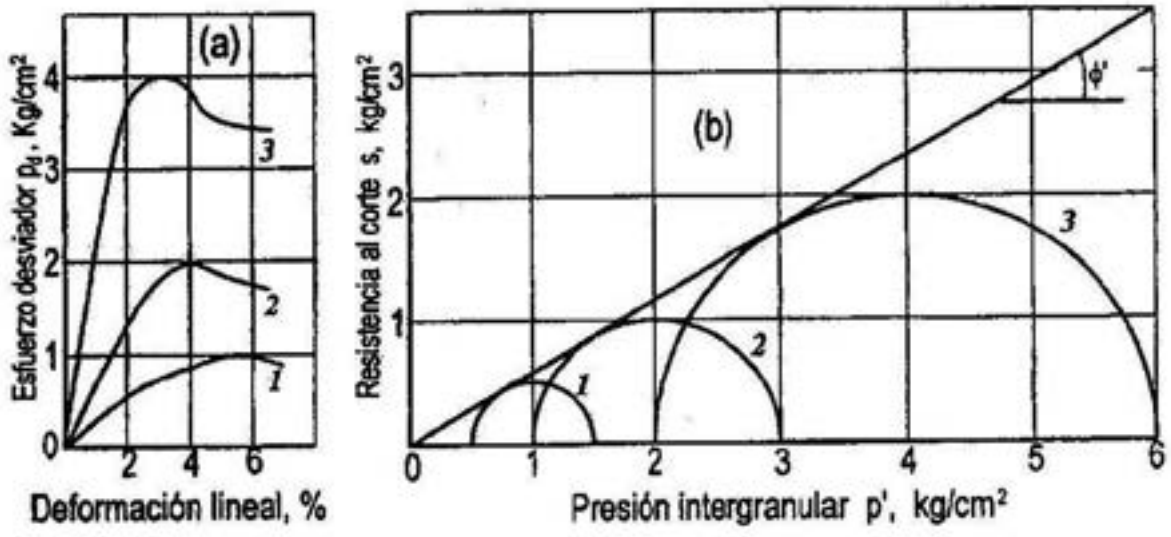


Figura1-43. Interpretación de resultados de una prueba triaxial en arena limosa seca.
(a) Curvas esfuerzo desviador-vs-deformación lineal, de las tres probetas de suelo ensayadas,
(b) Envolvente de resistencia al corte; línea tangente a los tres círculos de Mohr trazados con la presión p_3 y el esfuerzo desviador máximo p_{df} de cada probeta.

Trazo de la envolvente de resistencia

La envolvente de resistencia es la gráfica que muestra la variación de la resistencia al corte en función de la presión total p_n, normal al plano de falla, obtenida a partir de los resultados de las pruebas triaxiales. La figura *1–43b* presenta un ejemplo de este tipo de gráfica trazada con los resultados de pruebas triaxiales *consolidadas-drenadas (CD),* realizadas en tres probetas de *arena limosa (SM) seca.*

Cada probeta fue ensayada con diferente presión confinante de la cámara p_3, cuyos valores fueron de *0.5, 1.0 y 2.0* kg/cm^2; aplicando a cada una el esfuerzo desviador a velocidad controlada de 1 mm/min, hasta una deformación axial mayor que la necesaria para alcanzar el máximo valor del esfuerzo desviador p_{df}, como se observa en las curvas *esfuerzo-deformación axial unitaria*, de la figura *1–43a*. Con los valores del esfuerzo p_{df} así determinados para cada probeta, se calculan los valores correspondientes del esfuerzo vertical total de falla p_1, mediante la ecuación $p_1 = p_3 + p_{df}$, y se trazan los círculos de Mohr para el estado de esfuerzos en la falla de cada una de las probetas ensayadas. Se traza después la línea envolvente de los círculos de Mohr OF, que es la *envolvente de resistencia al corte.* Es oportuno aclarar que, tratándose de una *arena seca* ensayada en prueba drenada, la presión de poro u es nula durante todo el proceso de la prueba; por lo tanto, en este caso particular, *las presiones principales efectivas,* p'_1 *y* p'_3, *en el interior de las probetas son iguales a las presiones principales totales,* p_1 *y* p_3, *exteriormente aplicadas. En tales condiciones, la envolvente de los círculos de Mohr presenta la variación de la resistencia al esfuerzo cortante s, en función de la presión normal efectiva (intergranular)* p'_n, *en el plano de falla.*

La envolvente de resistencia al corte obtenida para la arena limosa ensayada en la prueba triaxial drenada, que muestra la figura *1–43b*, es una línea recta que pasa por el origen de coordenadas y forma un ángulo ϕ' con la horizontal; la ecuación de la envolvente de resistencia es:

$$s = p'_n \tan \phi'$$

En la que:

- s Resistencia al esfuerzo cortante en prueba drenada
- p'_n Esfuerzo efectivo normal al plano de falla
- ϕ' Angulo de fricción interna efectivo

Como puede verse, esta ecuación es idéntica a la ecuación *(1–63)* y corresponde a la ley lineal de la resistencia de un suelo *granular puramente friccionante*, cuya pendiente es definida por la tangente del ángulo de fricción interna ϕ'.

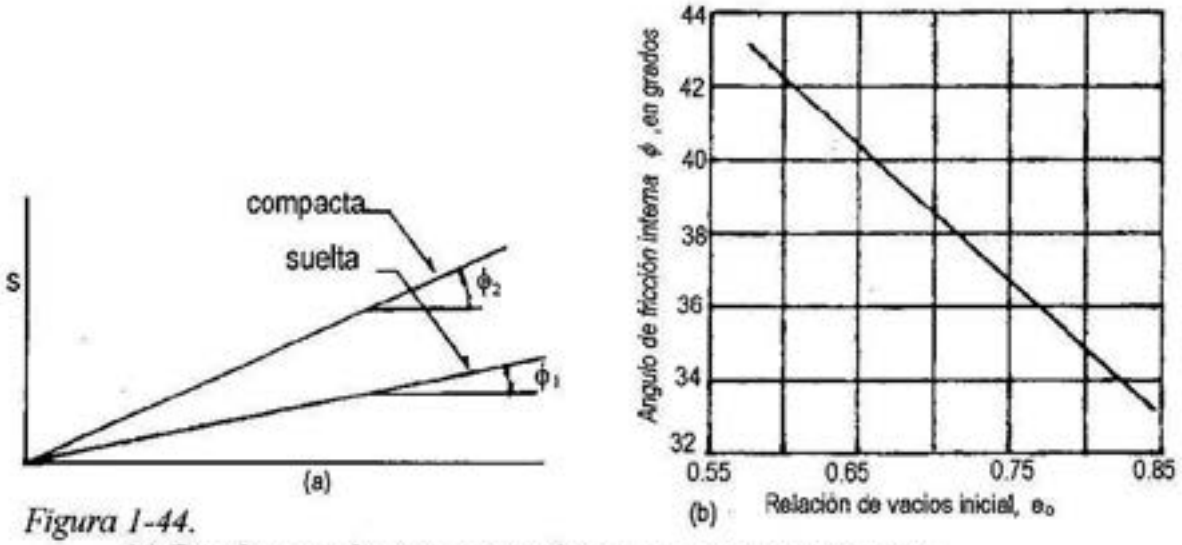


Figura 1-44.
(a) Envolventes de resistencia al corte para una arena seca.
(b) Angulo de fricción interna en función de la relación de vacios inicial.

Influencia de la compacidad en el ángulo ϕ'

El valor del ángulo ϕ' *de* los *suelos granulares secos (gravas y arenas)* depende de la compacidad relativa de las probetas de suelo ensayadas.

La figura *1–44a* muestra dos envolventes de resistencia típicas de una misma arena seca, en sus dos estados extremos de compacidad: *el más suelto (C_r=0 %) y el más compacto (C_r = 100 %).* Terzaghi determinó el intervalo de variación del ángulo ϕ' para las condiciones extremas de compacidad relativa de una arena uniforme, así como de otra arena de buena graduación, asignándoles los siguientes valores experimentales promedio:

Valores representativos del ángulo ϕ'

Compacidad relativa	Granos redondeados uniformes	Granos angulosos bien graduada
Suelta	28.5°	34°
Muy compacta	35°	46°

A medida que la compacidad relativa aumenta, el valor de ϕ' es mayor, como se observa en la figura *1–44b*, que muestra la variación de ϕ' con la relación de vacíos inicial e_o. La relación entre ϕ' y e_o cambia de un material a otro, dependiendo de la forma de los granos, de la graduación del material y de la presión confinante.

Prueba no drenada (UU) en suelos granulares secos

En el caso de *suelos granulares secos*, como la arena limosa antes mencionada, sometidos a prueba triaxial no drenada, en la que se cierran las válvulas de drenaje durante todo el proceso del ensaye, *se obtiene una envolvente de resistencia igual a la de la prueba drenada de la figura 1–43b;* porque, en cualquier momento de la prueba, la presión de poro desarrollada por la compresión de los gases del suelo en el interior de la probeta es despreciable, o sea que $u \cong 0$, y los esfuerzos intergranulares son, prácticamente, iguales a los esfuerzos totales que se aplican desde el exterior de la probeta.

Suelos granulares saturados

Si las probetas de arena limosa de la figura *1–44a* se saturan antes de someterlas a la prueba triaxial, se obtendrán envolventes de resistencia diferentes, dependiendo del tipo de prueba y de la compacidad relativa de los especímenes ensayados, como muestra la figura *1–45*. Las envolventes de resistencia de la gráfica (a) corresponden a la *arena limosa saturada, en estado suelto,* ensayada en dos tipos de prueba triaxial: *una drenada (CD) y otra consolidada-no-drenada (CU);* en tanto que, la gráfica (b) presenta las envolventes obtenidas *para la misma arena saturada, pero en su estado más compacto.* En ambos casos, las diferencia entre las envolventes de resistencia se deben a *la presión de poro generada durante el proceso de ruptura* de los especímenes de suelo saturado, como se explica enseguida.

Prueba drenada (CD)

La figura *1–45* muestra las envolventes de resistencia obtenidas de la *prueba drenada (CD).* Obsérvese que, en ambas condiciones de compacidad, las envolvente de resistencia son rectas que pasan por el origen, cuyo ángulo ϕ' tiene valores *semejantes a los de la arena seca.* Esto se debe a que en la prueba drenada las presiones de poro son siempre nulas, tanto durante la etapa de consolidación como durante la etapa de ruptura y, por tanto, al igual que en la arena seca, *los esfuerzos efectivos, p'_1 y p'_3 en el suelo, son siempre iguales a los esfuerzos*

externos aplicados, p_1 y p_3.

Figura 1-45. Envolventes de resistencia al corte de arena saturada, en pruebas CD y CU, (a) en estado suelto, (b) muy compacta.

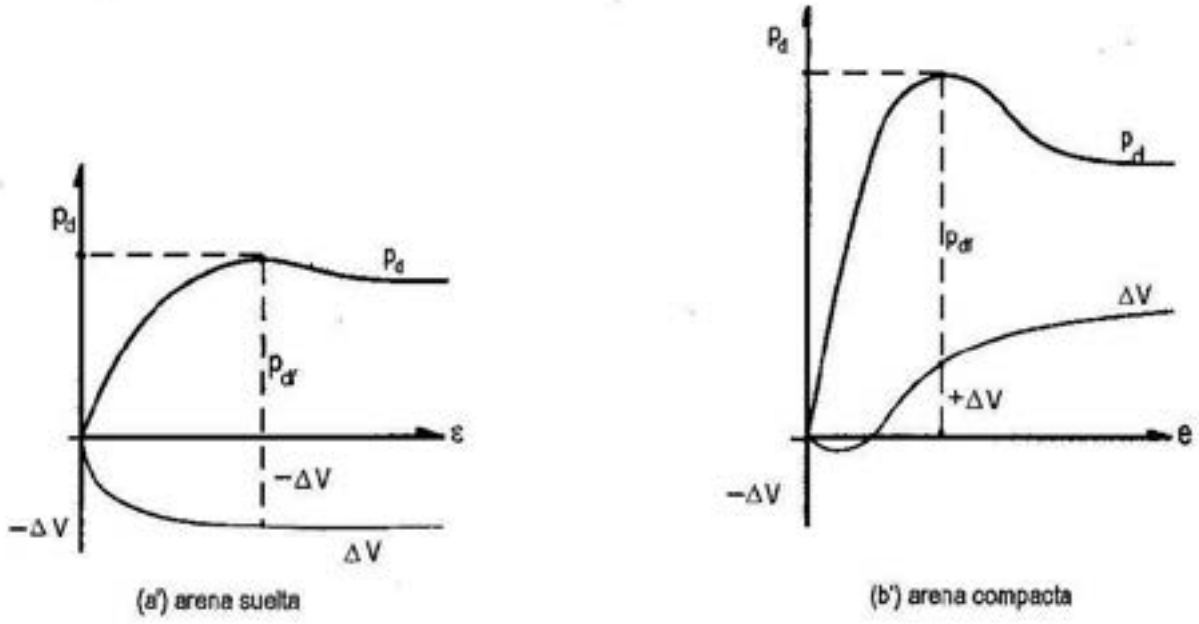


Figura 1-4 6. - Variación del volumen de arena saturada, durante la etapa de ruptura en prueba triaxial drenada CD.

Por otra parte, midiendo *el cambio de volumen del agua* en la bureta graduada de la cámara, se puede medir *la variación del volumen del suelo saturado* ΔV, durante la etapa de ruptura en la prueba drenada. Se obtienen así las gráficas de la figura *1-46*, en la que se presenta, en el eje horizontal, la deformación unitaria lineal ε del espécimen de suelo,

comparada con el esfuerzo desviador aplicado p_d y con *la variación del volumen del espécimen de suelo ensayado* ΔV; ambos presentados en el eje vertical.

En la gráfica (a') correspondiente a la arena suelta, se observa que, *en el inicio de la deformación axial* ε, *se produce una contracción de volumen de los poros del suelo indicada por valores negativos* $-\Delta V$; *esta contracción volumétrica alcanza su mayor valor, coincidiendo, prácticamente, con el esfuerzo desviador máximo* p_{df} *y permanece casi constante al crecer la deformación lineal unitaria.*

En la gráfica (b'), correspondiente a la arena compacta, se observa una pequeña disminución del volumen del suelo al inicio de la aplicación del esfuerzo desviador, la cual se recupera al seguir creciendo la deformación axial y el esfuerzo desviador, hasta recobrar el volumen inicial cuando $\Delta V = 0$, para continuar expandiéndose al crecer la deformación lineal ε, aún para valores de p_d mayores que el esfuerzo desviador de falla p_{df}. Cuando se alcanza la falla, el esfuerzo desviador es p_{df}, la deformación longitudinal unitaria ε_f y la expansión volumétrica $+\Delta V$. *La expansión volumétrica del suelo –también llamada dilatación– va acompañada de absorción de agua desde el exterior de la cámara, sin cambiar el valor nulo de la presión de poro en el suelo.* Pero este efecto es diferente en la prueba consolidada–no-drenada *CU*, en la que *la etapa de ruptura se ejecuta con el drenaje cerrado, lo cual impide todo cambio de volumen del suelo.*

Prueba consolidada–no drenada (CU)

Las envolventes de resistencia *CU* de la figura *1–45*, trazadas con los valores de las *presiones totales exteriores obtenidas de la prueba*, resultan curvas que interceptan a las envolventes de la prueba drenada en el punto P_{cr}, llamado *punto crítico, en el que la resistencia al esfuerzo cortante* s_{cr} *es igual en ambas envolventes.* Esta condición particular de igualdad de la resistencia CU y CD implica que los esfuerzos intergranulares p'_1 y p'_3, en el punto crítico, son iguales para ambas envolventes; por tanto, la presión u en el agua de los poros en ese mismo punto es nula.

Se observa en las gráficas de la figura *1–45* que, *en el intervalo comprendido entre el origen y el punto crítico, la resistencia al corte s, indicada en las envolventes CU, es mayor que la de las envolventes rectas*

obtenidas de la prueba drenada CD. Pero, después del punto crítico, la resistencia al corte en la envolvente curva CU es menor que la drenada. Esta diferencia entre las dos envolventes es causada al impedir el cambio de volumen del suelo durante la etapa de ruptura en la prueba *CU*. Esta restricción genera *tensión o presión en el agua del suelo, a consecuencia de la tendencia a expandir o contraer el volumen de sus poros bajo la acción del esfuerzo cortante* s_f, *inducido por el esfuerzo desviador* p_{df}, *en el momento de la falla.*

Las consideraciones de los párrafos anteriores permiten concluir que, *en el intervalo en el que la resistencia al corte s es menor que* s_{cr}, *los especímenes de prueba tienden a expandirse al aplicar el esfuerzo cortante de falla* s_f; *esta tendencia genera tensión* $-u_f$ *en el agua interna del suelo debido a que el drenaje cerrado impide la entrada de agua externa. La tensión en el agua* $-u_f$ *incrementa la presión normal efectiva en el plano de falla* p'_{nf}, *según la expresión:*

$$p'_{nf} = p_{nf} + u_f$$

El incremento de p'_{nf} aumenta la resistencia al corte, *respecto a los valore de la envolvente CD,* según la ecuación:

$$s = p'_{nf} \tan\phi' = (p_{nf} + u) \tan\phi'$$

Por el contrario, *para* $s > s_{cr}$, *el suelo tiende a contraer su volumen,* generando con ello *un incremento de presión de poro* $+u_f$, que hace disminuir el esfuerzo normal al plano de falla p_{nf}; de manera que la *resistencia al corte disminuye* respecto a los valores de la prueba drenada, según la ecuación:

$$s_f = (p_{nf} - u) \tan\phi'$$

Influencia de la compacidad relativa en el punto crítico P_{cr}

El punto crítico define el estado en el que la presión de poro u_f, *en el suelo saturado sometido a esfuerzos cortantes en condición no drenada, es nula, en el momento de la falla. Es decir, el estado en el que el cambio de volumen de los poros del suelo* ΔV *es nulo; lo cual implica que, para valores de la resistencia* $s < s_{cr}$, *el volumen tiende a dilatares y para valores mayores,* $s > s_{cr}$, *tiende a contraerse.*

El punto crítico no es una constante del suelo, sino que varía en función de la compacidad relativa C_r, en un mismo suelo granular, como se ilustra en las gráficas de la figura *1–45* Las gráficas (a) y (b) muestran las envolventes de resistencia al corte *CD y CU*, para una misma arena, en sus dos extremos de compacidad relativa: una en su estado más suelto, en el que $C_r = 0$ y otra en el más compacto, en el que $C_r = 100$ %. En la gráfica (a) el esfuerzo cortante de falla s_{cr}, correspondiente al punto crítico es muy pequeño, comparado con el de la gráfica (b). Esta gran diferencia de comportamiento puede interpretarse de la siguiente manera:

- *Una arena fina saturada, en su estado más suelto, al ser sometida a esfuerzo cortante, requiere de un esfuerzo pequeño para comenzar a generar presiones de poro positivas que disminuyen su resistencia friccionante.*
- *Por el contrario, en la misma arena fina saturada, en su estado más compacto, el esfuerzo cortante genera tensiones en el agua de los poros que aumentan la resistencia friccionante de la arena. Esta condición favorable prevalece hasta valores relativamente altos del esfuerzo cortante crítico s_{cr}, a partir del cual aparecen las presiones de poro.*
- *Entre estas dos condiciones extremas de compacidad existe una gama de valores del esfuerzo cortante crítico s_{cr}, muy amplio, para un mismo suelo; pero también para suelos de diferente granulometría.*

Este comportamiento del cambio volumétrico de los suelos granulares, bajo la acción de esfuerzos cortantes, es de importancia práctica, especialmente en los suelos saturados que contienen arena fina y limo no plástico, que poseen *permeabilidad intermedia o baja.* Este tipo de suelos puede ser *altamente susceptible a la licuación en zonas sísmicas,* como se explica enseguida.

Licuación de las arenas finas y limos no plásticos.

En zonas sísmicas, es frecuente el fenómeno de la licuación en depósitos de *suelos granulares finos, sin cohesión, de permeabilidad intermedia a baja, saturados y en estado suelto, en los que se produce la pérdida total de la resistencia al corte por la acción de esfuerzos cortantes oscilantes, mayores que la resistencia crítica s_{cr},* inducidos por el sismo.

La observación de casos reales de falla por licuación indica que, un sismo de baja aceleración puede producir la licuación *solamente en los depósitos de suelos en estado muy suelto, cuya resistencia crítica* s_{cr} *es pequeña.* A medida que la compacidad de los suelos de un depósito aumenta, se requieren sismos de mayor aceleración y duración para generar la licuación; es decir que, *se requiere de mayores esfuerzos cortantes inducidos que excedan la resistencia crítica* s_{cr} *del suelo, la cual crece con la compacidad relativa.*

La licuación por sismos es un fenómeno frecuente en las planicies costeras de México. En el litoral del Océano Pacífico, donde existen depósitos de arenas finas limosas, con finos no plásticos, saturadas y de baja compacidad expuestos a la gran actividad sísmica del Cinturón Circumpacífico, así como en el sureste del Golfo de México. En amboas regiones se han producido casos de licuación asociados a sismos de magnitud igual o mayor de 6 grados Richter.

En la zona de alta sismicidad del Sur de Chile, un sismo extraordinario de magnitud mayor de 9 Richter, ocurrido en 1960, fue capaz de producir la licuación de una masa de limos de origen glacial, de *estructura compacta,* que movilizó unos 35 millones de metros cúbicos de tierra. Esta masa no había sido afectada por sismos de magnitud 8 o menor, ocurridos durante 375 años; tiempo en el que se presentó otro sismo semejante al ocurrido en 1960, que produjo el mismo fenómeno en otra área del mismo sitio.

Comportamiento bajo cargas estáticas

En los casos prácticos de cimentaciones apoyadas sobre depósitos de suelos granulares finos, en estado suelto, Los esfuerzos cortantes inducidos por las cargas estáticas se aplican lentamente durante el proceso de construcción, por lo que la presión de poro generada en estos materiales de permeabilidad media se produce al mismo tiempo que la aplicación de las cargas estáticas. Estas condiciones son semejantes a las que ocurren en la prueba drenada. Sin embargo, ante la acción de los sismos, las cimentaciones que parecen seguras en condición estática, se hunden bruscamente en el suelo licuado por el sismo.

Resistencia al corte de los suelos intermedios

Los limos no plásticos, los limos arenosos y las arenas limosas que

contienen más de 33% de finos, cuando están saturados o completamente secos, exhiben un comportamiento muy semejante al de las arenas, excepto que su ángulo ϕ'es menor, pudiendo variar entre 16° y 35°, aproximadamente; el valor más bajo corresponde a los limos uniformes, de partículas redondeadas y en estado suelto y el más alto a las arenas limos, de partículas angulosas y compactas.

Suelos intermedios parcialmente saturados

Los suelos de granulometría intermedia mencionados en el párrafo anterior, cuando están parcialmente saturados, producen envolventes que difieren de la línea recta y muestran una ordenada al origen, al ser ensayados *en compresión triaxial no drenada*, como la de la figura *1–47*.

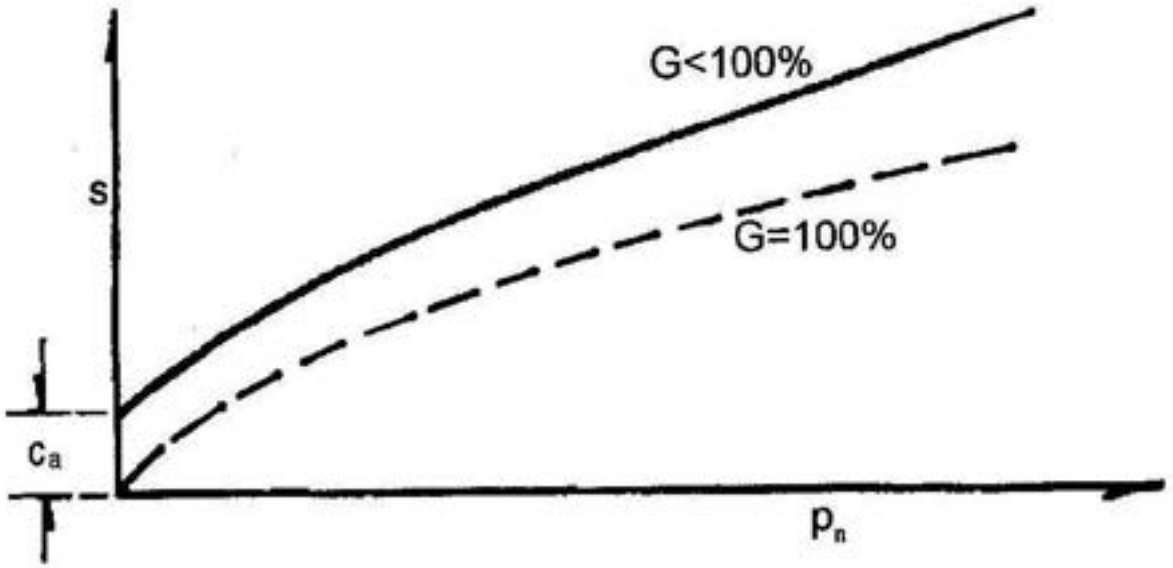


Figura 1-47. Influencia del grado de saturación en la resistencia al corte de arena limosa, en prueba consolidada-no-drenada CU.

Este hecho indica que los suelos intermedios, parcialmente saturados, poseen una cohesión entre sus partículas. Sin embargo, debe tenerse presente que esa cohesión es tan solo el resultado de las presiones intergranulares creadas por las fuerzas de tensión capilar que se desarrollan a consecuencia de la formación de meniscos de agua en el contacto entre las partículas granulares. Puesto que estos meniscos desaparecen al saturar el suelo, la cohesión también desaparece. Por esta razón, la cohesión de los suelos granulares, derivada de la tensión capilar, se denomina *cohesión aparente*. Por otra parte, debe tenerse

presente que *las fuerzas capilares, y su consecuencia, la cohesión aparente*, varían en magnitud con el grado de saturación y la finura de los granos de suelo. Así, partiendo del hecho de que, si un suelo granular está saturado o completamente seco, la cohesión aparente es nula, se infiere que existe un grado de saturación intermedio para el cual la cohesión aparente es máxima; pero, esta propiedad es más notable en los limos que en las arenas gruesas limpias, pues la tensión capilar es una función inversa del radio de curvatura de los meniscos capilares y éste es más pequeño a medida que disminuye el tamaño de las partículas del suelo y aumenta el contenido de finos.

La envolvente de resistencia trazada en función de los esfuerzos totales, para estos materiales parcialmente saturados, depende de su granulometría y compacidad, así como del grado de saturación y del tipo de ensaye. En la práctica, es aconsejable verificar en estos materiales su resistencia en probetas con humedad natural, y también en probetas saturadas, con el fin de evaluar la influencia de la saturación del suelo en caso de que esta condición ocurra.

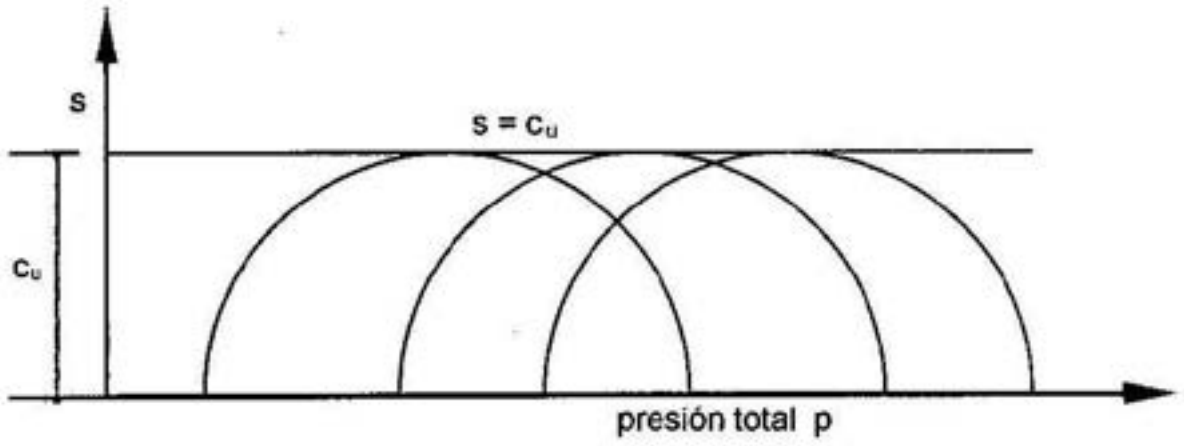


Figura 1-48. Envolvente de resistencia no-drenada de arcilla saturada, en prueba triaxial.

Resistencia al corte de las arcillas saturadas

Con este nombre se agrupan los suelos que contienen más de 50% de finos plásticos y se encuentran saturados, los cuales, al someterlos a *ensayes triaxiales no drenados* dan como envolvente de resistencia una recta paralela al eje horizontal, como muestra la figura *1–48*, cuya ordenada al origen c_u se atribuye a cohesión entre las partículas

coloidales. Se sabe, experimentalmente, que la resistencia no drenada c_u de estos suelos depende de la relación de vacíos, aumentando a medida que ésta disminuye. Puesto que se trata de suelos saturados, el contenido de agua cambia con la relación de vacíos; por lo cual se dice también que la *resistencia al corte de las arcillas saturadas aumenta al disminuir su contenido de agua.*

Por otra parte, la relación de vacíos y el contenido de agua disminuyen con la presión efectiva a la cual se consolida un suelo saturado, como se explicó al tratar de la compresibilidad de los suelos. De esta interrelación de la resistencia no drenada c_u, la relación de vacíos e y la presión de consolidación p'_c, se concluye que *la resistencia al corte no drenado de las arcillas saturadas depende de la presión efectiva p'_c, a la cual han sido consolidadas* a través de su historia geológica, o bajo cargas superficiales impuestas por el hombre.

El concepto anterior se comprueba experimentalmente, tomando una arcilla plástica y remoldeándola, con un contenido de agua aproximadamente igual al correspondiente a su límite líquido. A partir de esta condición, en la que la resistencia al corte es prácticamente nula, se someten a consolidación varios especímenes del mismo suelo bajo diferentes presiones confinantes p_3 en la cámara triaxial. Al final del proceso de consolidación; cada uno de los especímenes tendrá una relación de vacíos distinta. La variación de e con la presión de consolidación puede representarse por una curva (e–p'_3) como la que muestra la gráfica (a) de la figura *1-49.* A los puntos *0, 1, 2 y 3* corresponden las relaciones de vacíos e_0, e_1, e_2 y e_3, y las presiones efectivas p'_{30}, p'_{31}, p'_{32} y p'_{33}, respectivamente. Si cada uno de estos especímenes, después de consolidados, se somete a esfuerzos cortantes *sin permitirles drenaje*, fallarán con resistencias no drenadas c_{u0}, c_{u1}, c_{u2} y c_{u3}, que aparecen en la gráfica (b) de la figura *1–49.*

Esta gráfica indica que *la resistencia no drenada de una arcilla remoldeada y precon-solidada varía linealmente con la presión de consolidación*; es decir que, su resistencia puede expresarse por la ecuación:

$$c_u = p'_3 \tan\phi_u$$

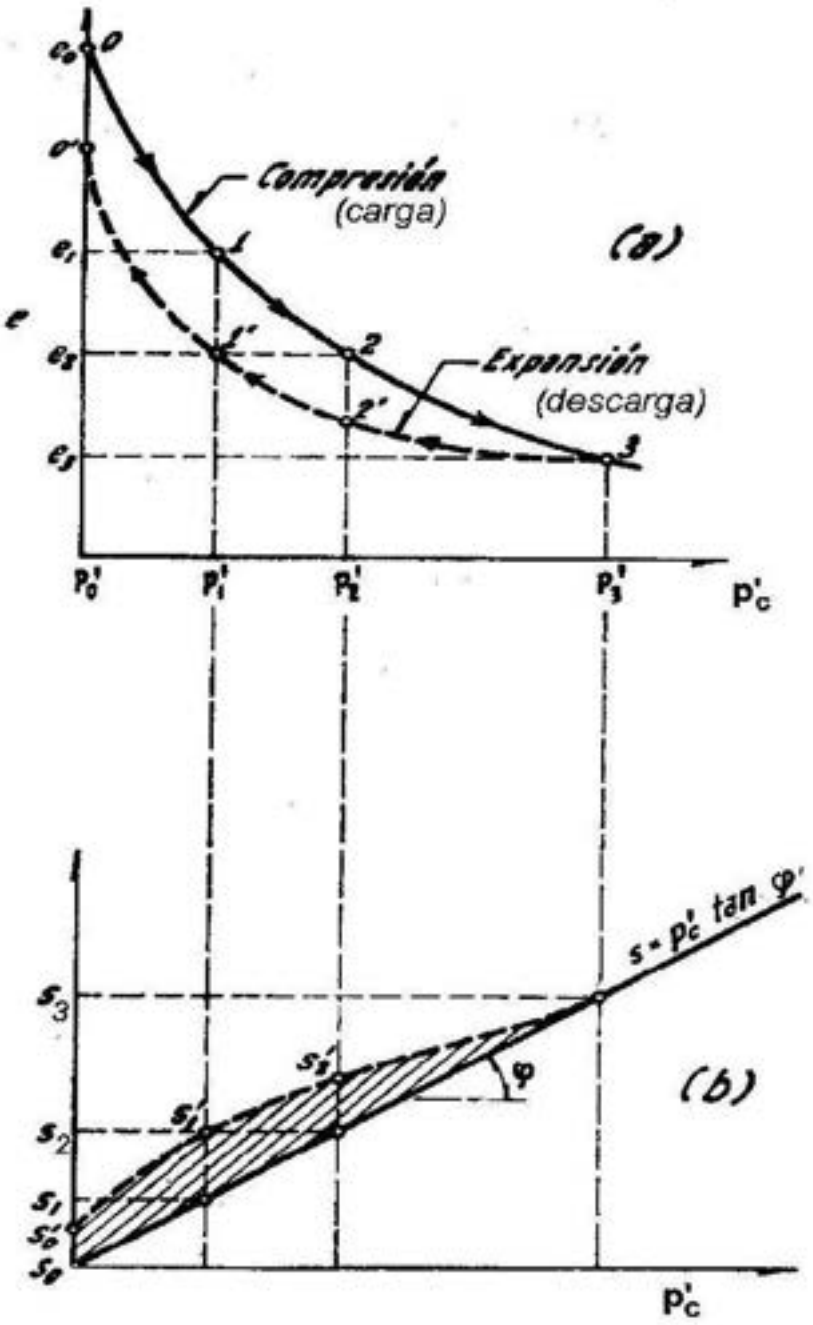


Figura 1-49. Relación entre la resistencia al corte no-drenada s, la presión de preconsolidación p'_c y la relación de vacíos e, en aecilla saturada. (Según A. Casagrande).

Supóngase ahora que, de una muestra de arcilla preconsolidada bajo una presión p'_3, se labran varias probetas que se someten a presiones confinantes p_2, p_1 y p_0, menores que p'_3, permitiéndoles absorber agua hasta alcanzar su máxima expansión bajo tales presiones. Las relaciones de vacíos finales correspondientes a las probetas expandidas

quedarán representadas en la gráfica (a) de la figura *1–49*, por los puntos 2', 1', y 0'; siendo dichos valores menores que los correspondientes a los puntos 2, 1 y 0. Las resistencias al esfuerzo cortante respectivas están representadas en la gráfica (b), por los puntos (c'_2, c'_1, y c'_0).

Las condiciones de prueba del párrafo anterior, corresponden, aproximadamente, a las de una muestra inalterada y preconsolidada extraída de un estrato natural de arcilla, que se encuentra a una cierta profundidad.

Se ha observado que la diferencia entre la envolvente de falla curva y la recta, para valores de p menores que p'_s, en una arcilla inalterada, se hace más pequeña a medida que se permite mayor tiempo para la expansión de las probetas ensayadas; pero hasta ahora no se ha logrado hacer coincidir las dos líneas, no obstante que se ha permitido la expansión de muestras inalteradas durante más de 3 meses.

La posición relativa que ocupan las envolventes de falla de una arcilla saturada y preconsolidada, en los tres tipos de prueba triaxial, se indican en la figura *1–50*.

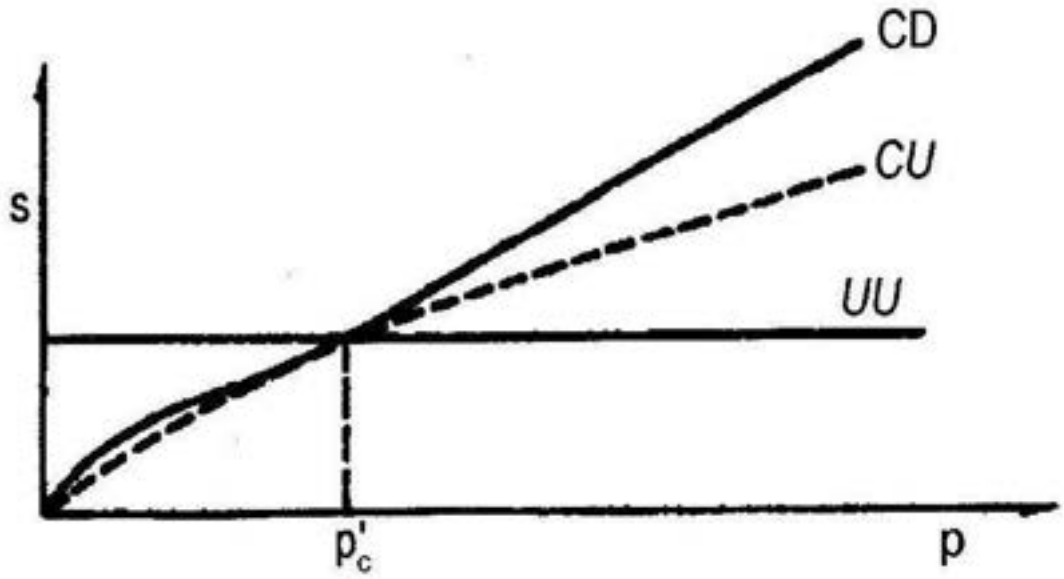


Figura 1-50. Envolventes de resistencia de arcilla sarurada, inalterada, obtenidas en pruebas UU, CU y CD.

En la prueba no drenada *(UU)* el contenido de agua y la relación de vacíos se mantienen constantes a través de toda la prueba, por lo cual la resistencia al corte se mantiene constante, o lo que es lo mismo, independiente de la presión confinante. En la prueba consolidada-no-drenada *(CU)*, el contenido de agua cambia solamente durante el proceso de consolidación, pero se mantiene constante en la etapa de ruptura.

La envolvente de resistencia para la prueba consolidada-drenda *(CD)* se obtiene a partir de pruebas *(CU)*,midiendo las presiones de poro que se generan durante la etapa de ruptura, determinando así, por diferencia entre los esfuerzos totales aplicados y la presión de poro interior medida, los valores de los esfuerzos principales efectivos; la envolvente de Mohr construida con esfuerzos efectivos es semejante a la de la prueba *(CD)*.

Arcillas parcialmente saturadas

Las arcillas parcialmente saturadas exhiben también una cohesión aparente, que disminuye al aumentar el grado de saturación, pero, a diferencia de los limos y las arenas, *la cohesión aparente de las arcillas aumenta al secarse*, adquiriendo una gran resistencia; las mayores resistencias en estado seco corresponden a las arcillas de mayor plasticidad, *las cuales contienen el mayor porcentaje de partículas coloidales, con un alto poder de adsorción hacia el agua.* Al perder la humedad, las películas de *agua adsorbida* que separan a los coloides se adelgazan y las fuerzas de atracción entre las partículas se incrementan, elevando así la resistencia al corte del suelo. *Las arcillas muy plásticas con bajo contenido de agua son de consistencia muy dura, pero en presencia de agua se expanden porque aumenta el espesor de las películas de agua adsorbida, la distancia entre los coloides aumenta y baja su resistencia.* Estos fenómenos de contracción y expansión se producen lo mismo en las arcillas saturadas que en las no saturadas.

Suelos cohesivo-friccionantes

Dentro de este grupo se incluyen aquellos suelos que por su granulometría y plasticidad quedan comprendidos entre los suelos cohesivos (*arcillas*) y los friccionantes (*granulares*), cuya resistencia al corte se expresa por la combinación de ambos componentes, mediante la ecuación:

$$s = c + p_n \tan\phi$$

Como representativos de este amplio grupo de suelos pueden considerarse las arenas finas arcillosas (SC), los limos arcillosos de baja plasticidad (ML), y las arcillas limoarenosas o arenolimosas poco plásticas (CL); es decir, *todos aquellos suelos formados por una mezcla de arena, limo y arcilla de baja o mediana plasticidad.*

La envolvente de resistencia que se obtenga para cualquiera de los suelos de este tipo dependerá de:

- *La granulometría.*
- *La plasticidad de la fracción fina.*
- *La relación de vacíos.*
- *El grado de saturación.*
- *El tipo de ensaye.*

Su comportamiento será semejante al de las arenas cuando predomine la fracción gruesa, o al de las arcillas, cuando predomine la fracción fina plástica.

Selección del tipo de prueba

De la discusión presentada en párrafos anteriores puede verse que, un mismo suelo puede presentar envolventes de resistencia al corte que varían en un intervalo muy amplio, dependiendo de:

- La relación de vacíos.
- El grado de saturación.
- El estado natural de esfuerzos de preconsolidación.
- Las condiciones de drenaje prevalecientes durante la prueba.
- La velocidad de las deformaciones.

Surge entonces la pregunta: ¿qué tipo de prueba debe usarse como base para el análisis de un caso práctico, como por ejemplo: *la estabilidad de una excavación, el empuje de la tierra sobre una estructura de contención o la capacidad de carga de una cimentación?*

La respuesta debe ser:
Aquella prueba triaxial *que simule, en el laboratorio, las mismas condiciones de relación de vacíos y grado de saturación que tiene el material en su estado natural, así como las mismas condiciones de*

estado de esfuerzos, drenaje y velocidad de aplicación de las deformaciones a que será sometido el suelo durante la construcción de la cimentación y después de ella.

Al tratar del diseño y la construcción de cimentaciones, en las *Secciones 2 y 3* de este libro, se discute el tipo de ensaye de compresión triaxial al cual se dben someter los especímenes inalterados de suelo para que simule las condiciones particulares del estado de esfuerzos, drenaje y velocidad de deformación a que estará sometido el suelo en cada caso de aplicación práctica.

Capítulo1-9 185

Compactación de los suelos 185

Prueba de compactación Proctor 185

Tamaño del molde *187*

Equipo para compactación de terraplenes 188

Rodillos lisos *188*

Rodillos pata de cabra *189*

Rodillos neumáticos *189*

Rodillos vibratorios *190*

Equipos compactadores pequeños *190*

Control en el campo 191

Terraplenes de prueba en el campo *191*

Grado de compactación recomendable 192

Aplicabilidad de los suelos compactados en las cimentaciones 193

Capítulo1-9

Compactación de los suelos

El uso de la compactación de los suelos en la construcción de terraplenes, como medio para aumentar la resistencia al corte y disminuir la compresibilidad, es una práctica muy antigua. Sin embargo, el uso intensivo de esta técnica se inicia a principios de este siglo, con la introducción del *rodillo pata de cabra,* inventado en California, en 1906. No obstante, en esta fecha no se conocían bien los factores que intervienen en la compactación de los suelos. Fue hasta 1933 cuando P.R. Proctor[22] publicó sus investigaciones sobre este tema y estableció las bases que hoy se emplean para controlar la colocación de los materiales en los terraplenes.

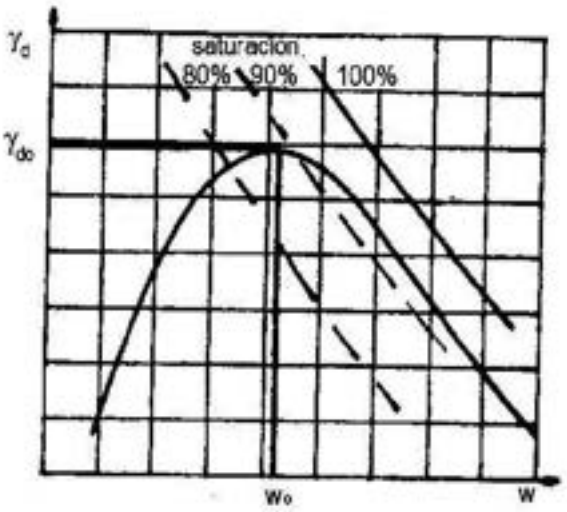


Figura 1-51. Curvas de compactación Proctor y curvas de grado de saturación.

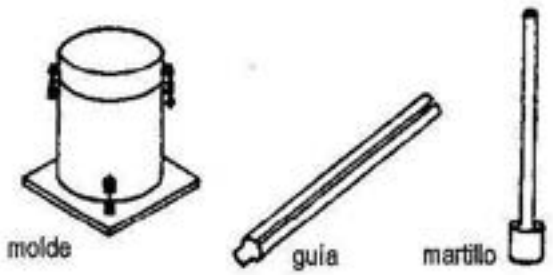


Figura 1-52. Equipo básico de laboratorio para la prueba de compactación.

Prueba de compactación Proctor

Proctor encontró que, aplicando a un suelo una cierta energía para compactarlo, el peso volumétrico obtenido varía con el contenido de agua, según una curva como la de la figura *1–51*, en la que puede verse que existe un contenido de agua con el cual se obtiene el peso volumétrico máximo para ese suelo y esa energía de compactación; a la abscisa del punto máximo de la curva de compactación le denominó

humedad óptima w_o, y a la ordenada *peso volumétrico seco óptimo* γ_{do}. Buscando una prueba de laboratorio que igualara los resultados obtenidos en el campo con los equipos mecánicos de compactación disponibles entonces, Proctor introdujo la *prueba de compactación dinámica*, que hoy lleva su nombre. El ensaye original consistía en colocar tres capas iguales de suelo humedecido, dentro de un molde cilíndrico de 4" de diámetro interior y con un volumen de 1/30 de pie cúbico, provisto de una extensión, el cual se ilustra en la figura *1–52*. Cada una de estas capas era compactada con 20 golpes de un pisón de mano que tenía una zapata de 2" de diámetro y peso de 5 lbs, guiándolo con la mano y con el auxilio de un tubo, desde una altura de 12". Según el propio Proctor, debían darse "*20 golpes firmes*". Más tarde, este investigador encontró que la prueba original no reproducía fielmente los resultados de campo y aumentó el volumen del molde cilíndrico a 1/20 de pie cúbico, conservando sensiblemente el mismo diámetro interior del cilindro y el del pisón, así como el número de "*golpes firmes*", la altura de caída y el peso del martillo. Con esta nueva norma, la curva de compactación de laboratorio resultó semejante a la curva obtenida en el campo con la maquinaria disponible en ese tiempo.

Posteriormente, distintas organizaciones dedicadas a la construcción de terraplenes para diversos usos han establecido diferentes normas para ejecutar la prueba de compactación dinámica en el laboratorio, variando el volumen del molde, el número de capas de suelo colocado en su interior, el número de golpes aplicados a cada capa, substituyendo el *golpe firme* por otro dado con martillos de diferente peso y distinta *altura de caída libre*. Esta última substitución fue hecha con el fin de eliminar las fluctuaciones de la energía del golpe dado a mano, que puede variar grandemente de un operador a otro, y aún para un mismo operador a través del día. La introducción de tales modificaciones ha dado como resultado que, para un mismo suelo, se obtengan diferentes pesos volumétricos óptimos y humedades óptimas, dependiendo de las normas que se sigan para ejecutar la prueba; o más específicamente, según la energía por unidad de volumen de suelo compactado empleada en cada norma. Dicha energía puede estimarse en función de la energía dinámica total entregada al suelo y puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$E_1 = \frac{WHN_g}{V}$$

En la que:

E_1	Energía específica de compactación en kg-cm/cm^3
W	Peso del martillo o pisón, en kg
H	Altura de caída libre del martillo, en cm
N_g	Número total de golpes del martillo
V	Volumen total del suelo compactado

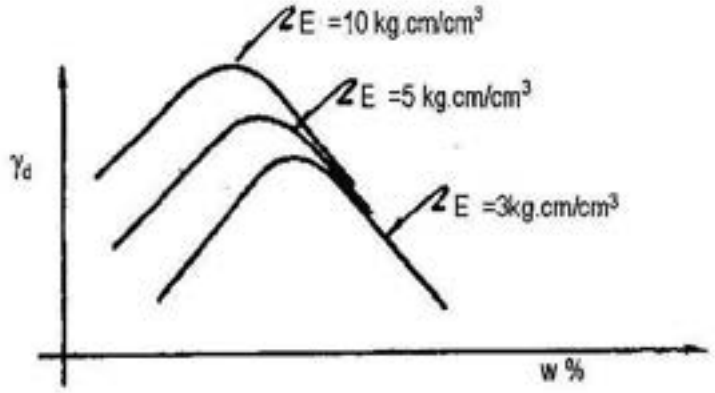


Figura 1-53. Variación del punto óptimo con la energía de compactación por unidad de volumen de suelo compactado.

En términos generales, al aumentar la energía de compactación para un mismo suelo, aumenta su peso volumétrico óptimo y disminuye su humedad óptima; véase la figura *1–53.* Por eso, siempre que se hable de peso y humedad óptimos, es necesario mencionar la norma de compactación empleada en su determinación. En la tabla *(1–7)* pueden verse las características de varias normas de compactación de uso común.

Tamaño del molde

El volumen del molde en que se haga la prueba de compactación no tiene influencia en sus resultados, siempre que se conserven constantes la energía específica de compactación y la relación del diámetro del pisón al espesor de la capa. Pueden variarse dentro de límites muy amplios el peso del martillo, su altura de caída, el número de golpes por capa y el número de capas, para obtener distintas combinaciones que proporcionen la misma energía específica.

Tabla 1-7. Energía de compactación de diferentes normas de prueba

NORMA	Peso del martillo	Altura de caída	Golpes por capa	Número de capas	Energía de compactación
	Kg	cm	-------	-------	Kg.cm/cm³
PROCTOR MODIFICADA	4.54	45.7	25	5	27.7
PROCTOR ESTANDAR	2.5	30.5	25	3	5.48
PROCTOR S.C.T. (México)	2.5	30	30	3	6.36
PROCTOR C.N.A. (México)	2.5	33.5	28	3	7.10

Equipo para compactación de terraplenes

En el campo, la construcción de terraplenes se lleva a cabo extendiendo el suelo en capas delgadas, de 15 a 30 cm de espesor, compactándolo con pasos repetidos de un rodillo pesado arrastrado por un tractor. La adición de agua al material se hace por aspersión o inundación de los bancos de préstamo de materiales, antes de iniciar la excavación; o bien, en el terraplén, mediante camiones tanque, después de extender el suelo en capas.

Los fabricantes de equipo para construcción producen en la actualidad 3 tipos básicos de rodillos, cada uno de los cuales tiene diversas modalidades, especialmente en lo que se refiere a tamaño y peso. Estos son: *el rodillo liso, el rodillo pata de cabra y el neumático.* A cada uno de estos tipos de rodillo se le puede añadir *un vibrador que agrega energía dinámica a la masa del rodillo* para aumentar su eficiencia en la compactación

Rodillos lisos

Se emplean más frecuentemente en la construcción de caminos, para el acabado de las subrasantes y las bases de los pavimentos, aunque también se emplean en la compactación de los terraplenes mismos. Se le atribuye como defecto principal, para éste último propósito, el hecho de que no establece una liga adecuada entre capas sucesivas porque deja entre ellas una superficie lisa. Este inconveniente es solamente

importante en la construcción de terraplenes que retienen agua, debido a la posibilidad de filtraciones a través de las superficies de contacto de las capas de suelo, que pueden provocar arrastre del material por erosión. En los terraplenes de presas este inconveniente se contrarresta escarificando las superficies lisas del material compactado, antes de colocar la siguiente capa. Por otra parte, el grado de compactación que se obtiene varía dentro de la capa compactada, siendo mayor en la superficie que en el fondo de la capa; esta diferencia es mayor a medida que aumenta el espesor de la capa. Cuando se emplea el rodillo liso, no es recomendable exceder el espesor de las capas de 15 cm, después de compactadas, a fin de disminuir la heterogeneidad de la compactación de la capa a un mínimo razonable.

Rodillos pata de cabra

Los de tipo ligero, tienen tambores de 1.10 m (43") de diámetro y 2.40 m (8') de ancho, con pesos variables de 2700 a 6800 kg; las patas producen presiones entre 4 y 21 kg/cm^2. Los de tipo pesado alcanzan un diámetro de 1.52 m (60") y producen presiones variables de 20 a 40 kg/cm^2. Se han construido algunos rodillos experimentales aún más pesados que los anteriores, con un diámetro de 2.45 m y presiones de contacto de la pata de 18 a 45 kg/cm^2. Estos últimos rodillos se usan frecuentemente para acabar la compactación preliminar de capas de suelo hecha con rodillos más ligeros. A diferencia del rodillo liso, con la pata de cabra la compactación de la capa de suelo avanza de abajo hacia arriba, ya que las patas se introducen hasta el fondo de la capa suelta y, a medida que aumenta el número de pasos, su penetración va siendo menor. Cuando se compactan suelos arcillosos, una guía práctica para juzgar en el campo si el número de pasadas es suficiente y se están logrando buenos resultados es observar que *el rodillo camine* sobre la capa compactada *sin que las patas penetren* más de una pequeña profundidad. Es común admitir espesores de capa compactada, de 15 a 20 cm, cuando se usan rodillos de esta clase.

Rodillos neumáticos

Están constituidos por grupos de grandes llantas neumáticas instaladas en un carro metálico, en el cual se puede colocar lastre. De este tipo se han construido rodillos que pesan 60 tons, cuando están vacíos y 200 tons, con todo el lastre. Los rodillos neumáticos están ganando popularidad en la construcción de las zonas permeables de las presas de tierra, pues permiten obtener buena compactación de los materiales

granulares, en capas cuyo espesor alcanza hasta 50 cm, *particularmente cuando van provistos de equipo vibratorio.*

Rodillos vibratorios

La adición de equipo que produce vibración enérgica sobre los rodillos incrementa notablemente su efecto sobre la compactación de los *suelos granulares carentes de arcilla (gravas, arenas, limos, y mezclas de éstos).* Los mejores resultados se logran cuando la frecuencia de la vibración del rodillo se acerca a la frecuencia natural del suelo. Se emplean comúnmente frecuencias que oscilan entre 1 000 y 2 000 ciclos por minuto, con un promedio de 1 500 ciclos por minuto para la mayoría de los suelos. La determinación de la frecuencia más conveniente en cada caso requiere pruebas de campo a escala natural. Debe recordarse que *los suelos arcillosos son poco sensibles a reacomodar su estructura bajo la acción de la energía vibratoria*; dicha sensibilidad disminuye a medida que aumenta la plasticidad.

Para la compactación de *materiales impermeables, con la excepción de los limos no plásticos*, se prefiere en la actualidad el empleo de la pata de cabra. Sin embargo, en ocasiones, tratándose de suelos de alta plasticidad que se colocan con un contenido de humedad igual o mayor que la humedad óptima, la arcilla se adhiere a las patas, de manera que acaba por recubrirlas totalmente y elimina su función. En tales circunstancias es preferible el rodillo liso, provisto de cuchillas limpiadoras, combinando su empleo con el de una escarificadora. Se ensayan actualmente rodillos con patas tronco-piramidales para evitar su atascamiento.

Equipos compactadores pequeños

Cuando se trata de compactar masas de suelo relativamente pequeñas y en sitios que son inaccesibles al equipo pesado, se recurre al empleo de *pisones neumáticos de operación manual*, conocidos entre la gente de campo como *bailarinas.* Una variante de este tipo de máquina está formada por una *plancha de acero vibratoria* accionada por un motor de combustión interna. Se emplean también pequeños rodillos vibratorios, con peso de 200 a 500 Kg.

Control en el campo

El control de la compactación durante la construcción se lleva a cabo mediante determinaciones del contenido de agua y del peso volumétrico seco del suelo, después de compactada cada capa, realizadas en el campo. Los valores obtenidos de dichas determinaciones se relacionan con los valores óptimos respectivos, determinados con la prueba Proctor efectuada en el laboratorio sobre el mismo material. La relación entre el peso volumétrico seco del suelo compactado en el campo y el óptimo de la prueba Proctor se conoce como *grado de compactación (C)*, definido por la siguiente expresión:

$$C = \frac{\gamma_{dc}}{\gamma_{do}} 100$$

En las *gravas y arenas permeables.* la compacidad con que han sido colocadas en el terraplén puede también expresarse en términos de su *compacidad relativa;* esta característica de la estructura granular está correlacionada con el ángulo de fricción interna de este grupo de suelos. La compacidad relativa se calcula en función de los pesos volumétricos, obtenidos en el campo y en el laboratorio, aplicando la siguiente ecuación:

$$C_r = \frac{\frac{1}{\gamma_{d\min}} - \frac{1}{\gamma_{dc}}}{\frac{1}{\gamma_{d\min}} - \frac{1}{\gamma_{do}}} \times 100$$

En la cual:

γ_{dmin} peso volumétrico seco mínimo, para el estado más suelto.

γ_{do} peso volumétrico seco óptimo, para el estado más compacto.

γ_{dc} peso volumétrico seco del material compactado en el terraplén.

Terraplenes de prueba en el campo

Los terraplenes de prueba son una buena guía para decidir sobre el número de pasadas de rodillo de un cierto tipo, necesarias para lograr, económicamente, una buena compactación. La figura *1–54* muestra una curva típica que relaciona al grado de compactación con el número de

pasadas del rodillo. Puede verse que, un rodillo ligero es incapaz de alcanzar la compactación requerida por la norma de laboratorio, mientras que un rodillo de gran peso puede superarla con un corto número de pasadas

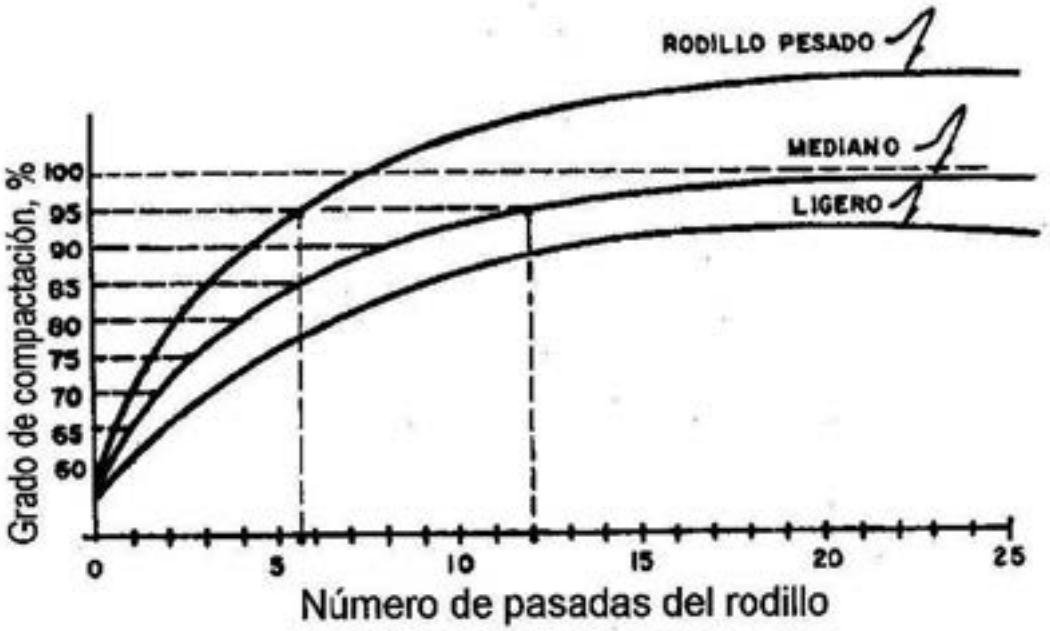


Figura 1-54. Relación entre el grado de compactación, el peso del rodillo y el número de pasadas.

Grado de compactación recomendable

En la mayoría de las aplicaciones de los rellenos artificiales, en la Ingeniería de Cimentaciones, es aceptable un grado de compactación de campo *C=95%*, referido a la Norma Proctor Estándar que se muestra en la tabla *(1-7)*. Esto significa que, el suelo compactado en el campo debe alcanzar un peso volumétrico seco *(γ_c)* igual o mayor que el 95% del peso seco óptimo correspondiente al mismo suelo *(γ_o)* y debe ser colocado con un contenido de agua igual al óptimo *(w_o)*. Ambos valores óptimos deben ser determinados en prueba de laboratorio realizada en una muestra del suelo proveniente del mismo sitio donde se hizo la medición de campo después de colocada una capa de suelo compactado.

Aplicabilidad de los suelos compactados en las cimentaciones

En estas condiciones de compacidad, *todos los suelos granulares no plásticos, o de baja plasticidad*, presentan buenas propiedades mecáni-

cas de *resistencia al corte y compresibilidad*, que los hacen materiales de cimentación aceptables. Por otra parte, *los suelos finos de plasticidad media a alta, compactados*, exhiben *menor resistencia y mayor compresibilidad*, que los suelos granulares, por lo que solamente es recomendable emplearlos para cimentar estructuras ligeras.

Debe tenerse presente que, *los suelos finos de alta plasticidad, compactados, son suelos expansibles*, que aumentan de volumen al ser expuestos al aumento de su contenido de agua, por el riego de jardines o por fugas en conductos de agua o drenaje, *y son capaces de generar expansiones diferenciales perjudiciales a los pisos, los muros o las estructuras que se apoyan directamente sobre ellos.*

SECCION 2

DISEÑO GEOTECNICO DE COMENTACIONES

CAPITULO 2-1

Tipos de cimentaciones y su elección

CAPITULO 2-2

Capacidad de carga de cimentaciones someras

CAPITULO 2-3

Asentamiento de cimentaciones someras en suelos granulares

CAPITULO 2-4

Asentamiento de cimentaciones someras en depósitos de arcilla saturada

CAPITULO 2-5

Cimentaciones profundas

CAPITULO 2-6

Cimentaciones profundas en depósitos de arenas y suelos estratificados

CAPITULO 2-7

Comportamiento de grupos de pilotes y pilas

Capítulo 2–1 195

Tipos de cimentaciones 195

Elección del tipo de cimentación 196

Factores que determinan la elección del tipo de cimentación 196

Requisitos básicos del diseño 197

Capítulo 2–1

Tipos de cimentaciones

Se llama cimentación a la parte inferior de una estructura, que sirve para trasmitir al terreno de apoyo las cargas del conjunto estructural.

Se emplean distintas formas o *tipos de cimentación*, dependiendo de la magnitud de las cargas que soporta, del tipo y dimensiones de la superestructura, y del espesor, resistencia, deformabilidad y permeabilidad de los suelos o rocas sobre los que se apoya la cimentación.

Se acostumbra clasificar las cimentaciones en dos grupos: las *someras* y las *profundas*, según se apoyen directamente en los estratos cercanos a la superficie o trasmitan las cargas a capas profundas del subsuelo. Aunque no existe un límite definido de profundidad que distinga a cada uno de estos grupos, se conviene en incluir en cada uno de ellos los siguientes *tipos de soluciones constructivas*, que se enumeran en la tabla (2–1). Los esquemas de la figura *2–1* ilustran tipos de cimentaciones comúnmente usados en la práctica.

Tabla (2–1)

SOMERAS	*Zapatas aisladas o continuas* *Losas planas o nervuradas* *Cajones*
PROFUNDAS	*Pilotes* *Pilas*

Suelen emplearse también *combinaciones de ambos grupos*, como la que se muestra en la figura *2–1*, que está formada por un cajón apoyado en pilotes.

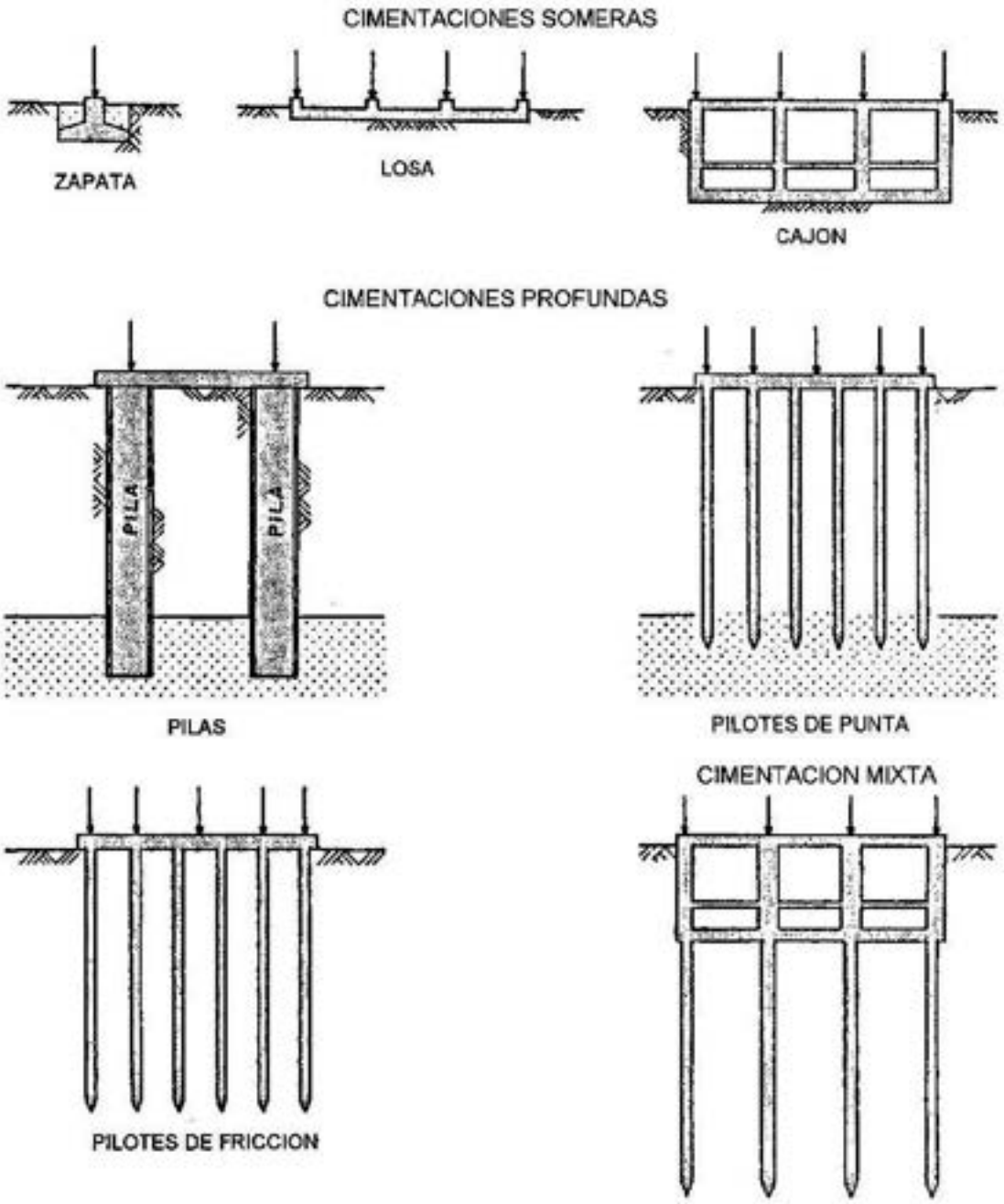


***Figura 2-1.** Tipos de cimentación comúnmente empleados*

Elección del tipo de cimentación

La *elección* del tipo más adecuado a cada caso particular debe hacerse teniendo en cuenta varios factores:

Factores que determinan la elección del tipo de cimentación

- *La magnitud y distribución de las cargas de la estructura, así como sus dimensiones y rigidez.*

- *El perfil estratigráfico del terreno de apoyo y la resistencia, compresibilidad y permeabilidad de los materiales que forman cada uno de los estratos (capas) del perfil del subsuelo del sitio.*

Requisitos básicos del diseño

Cualquiera que sea el tipo de cimentación seleccionada, el diseñador debe dimensionar los elementos estructurales que componen a la cimentación, de manera tal que satisfaga los siguientes requisitos básicos:

- *Los esfuerzos que trasmita la cimentación al terreno de apoyo deben ser compatibles con su resistencia al corte, dentro de un factor de seguridad.* Esto implica determinar la *capacidad de carga admisible* del terreno de apoyo, para la cimentación elegida.
- *Las deformaciones que sufran el terreno y la estructura por la aplicación de estos esfuerzos deben ser tolerables para la estructura misma y para las estructuras o instalaciones municipales colindantes.* Esto requiere determinar los asentamientos que sufrirá el suelo, o la roca, en que se apoye la cimentación.

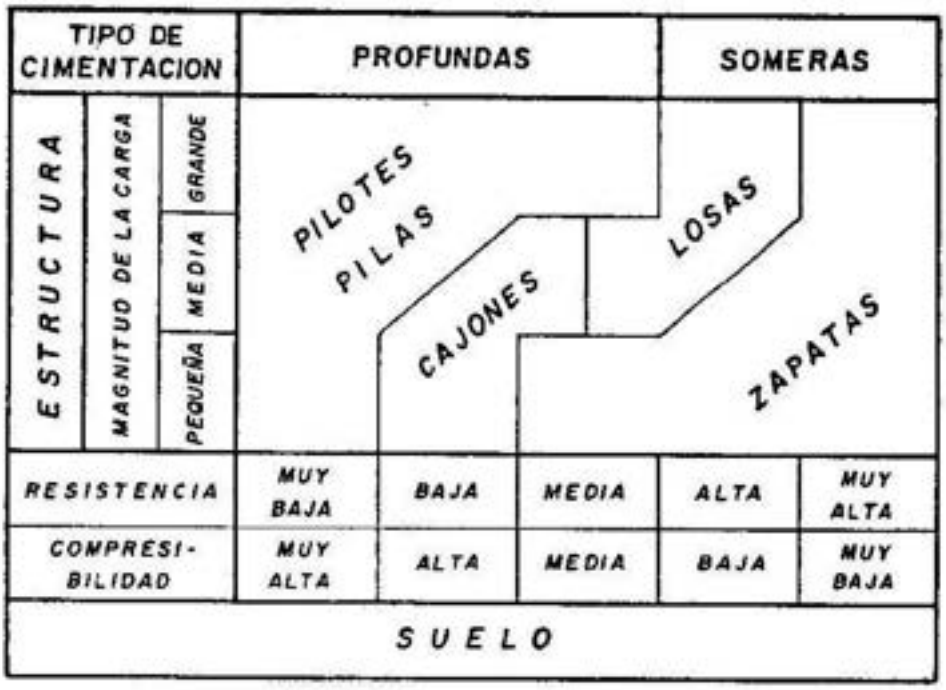


Figura 2-2. Selección preliminar del tipo de cimentación

Debido al gran número de combinaciones posibles entre los factores del problema, no pueden establecerse reglas precisas para la elección del tipo de cimentación óptimo; sin embargo, pueden darse *criterios generales respecto a intervalos de posible aplicación* de cada uno de ellos, en función de la magnitud de las cargas y las propiedades mecánicas de los suelos, o rocas, expresadas en forma relativa, como se ilustra en la figura *2–2.*

En los *suelos de alta resistencia y baja compresibilidad, o en rocas inalteradas (sanas),* la cimentación sobre zapatas aisladas o continuas es adecuada, aun para cargas de gran magnitud; mientras que, en el otro extremo, en los *suelos muy blandos y muy compresibles* se requieren cajones y/o pilotes aun para estructuras ligeras, con el fin de evitar su agrietamiento por asentamientos diferenciales excesivos.

Con frecuencia, el ingeniero debe considerar varias alternativas de cimentación antes de elegir la *más adecuada y económica* de entre las que satisfagan los requisitos de *seguridad y deformaciones tolerables.* Necesita para ello determinar, en cada alternativa propuesta:

- *La capacidad de carga del cimiento.*
- *La magnitud de los asentamientos totales y diferenciales que se producirán en la estructura, a corto y largo plazo.*

La determinación de la capacidad de carga de las cimentaciones someras en diferentes tipos de suelos y rocas se trata en el *capítulo (2–2).*

El análisis del asentamiento de cimentaciones someras apoyadas en suelos granulares no plásticos (gravas y arenas, limpias o limosas) se presenta en el *capítulo (2–3).*

El *capítulo (2–4)* presenta el análisis de los asentamientos de cimentaciones someras en arcillas saturadas, mientras que el diseño de cimentaciones profundas se explica en los *capítulos (2–5) a (2–7).*

Capítulo 2–2.....200

Capacidad de carga de cimentaciones someras 200

Relación entre la carga y el asentamiento de una zapata 200

Capacidad de carga de zapatas 202

Capacidad de carga neta *205*

Capacidad de carga admisible *206*

Zapatas en arcilla saturada 206

Influencia de la profundidad del desplante D_f *207*

Zapata rectangular *208*

Losas y cajones en arcilla saturada 209

Cimentación totalmente compensada *209*

Cimentación parcialmente compensada *210*

Cimentación sobrecompensada *211*

Evolución de los esfuerzos en el suelo *211*

Cimentación compensada *213*

Cimentación subcompensada *214*

Capacidad de carga neta de un cajón subcompensado, en arcilla *214*

Presión neta admisible *214*

Factor de seguridad admisible *215*

Zapatas en arena 215

Influencia del nivel freático *216*

Losas y cajones en arena 217

Cimentaciones someras en suelos intermedios 217

Capacidad de carga *218*

Capacidad de carga de las rocas en función del RQD 219

Cimentaciones en laderas *220*

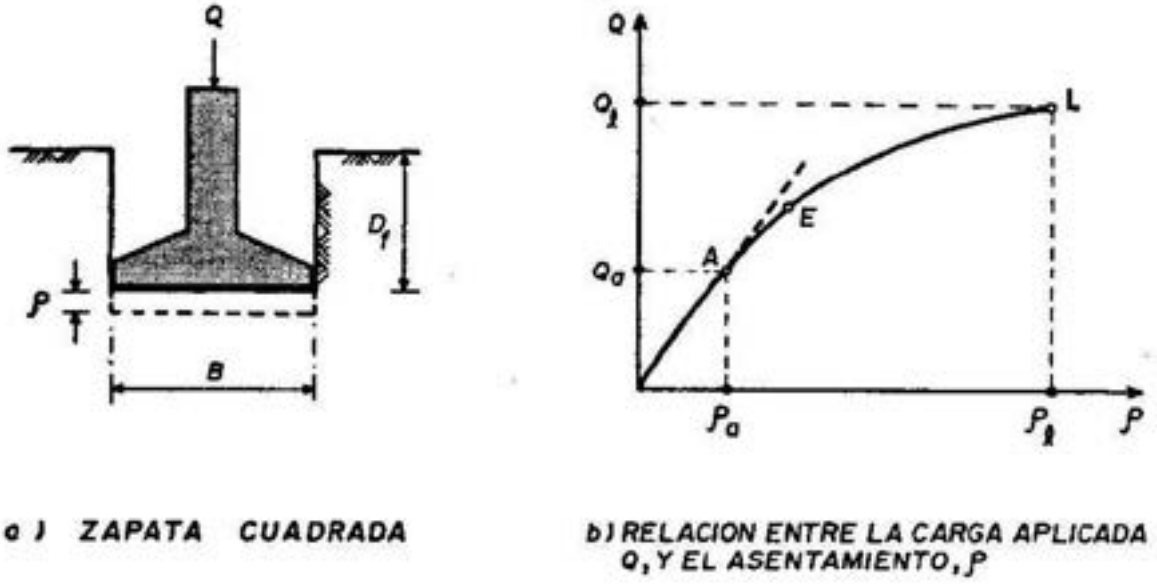
Capítulo 2–2

Capacidad de carga de cimentaciones someras

A continuación se describen métodos analíticos para determinar la capacidad de carga de cimentaciones someras apoyadas en diferentes tipos de suelos o rocas.

Relación entre la carga y el asentamiento de una zapata

Al aplicar carga a una cimentación cualquiera se produce un desplazamiento vertical de ésta, comúnmente llamado *asentamiento*. La figura *2–3* muestra el desarrollo del asentamiento ρ, medido en una zapata cuadrada de ancho B, al aplicarle una carga creciente Q.



a) ZAPATA CUADRADA

b) RELACION ENTRE LA CARGA APLICADA Q, Y EL ASENTAMIENTO, ρ

Figura 2-3. *Relación entre carga y asentamiento de una zapata*

La relación entre ρ y Q se muestra en la gráfica b, en la que el punto L corresponde a la carga máxima Q_{max} que la zapata puede soportar, en la que se produce la falla del suelo bajo los esfuerzos cortantes inducidos por la carga aplicada.

La carga máxima se denomina *capacidad de carga última* Q_u, *o simplemente capacidad de carga.* Cuando se alcanza la carga última Q_u la zapata se encuentra a punto del colapso, lo que es obviamente inadmisible para la estructura apoyada sobre la zapata; pero este valor de la carga resulta de gran utilidad como punto de referencia para definir la *capacidad de carga admisible* Q_a para la zapata en cuestión, y para cualquiera otro tipo de cimentación.

La carga admisible Q_a para el diseño de la zapata debe ser *solo una fracción de la carga última* Q_u, con el doble propósito de:

- Evitar la falla del suelo bajo los esfuerzos cortantes inducidos por la carga aplicada.
- Limitar el asentamiento a valores tolerables para la estructura.

La carga admisible Q_a *ante la falla por esfuerzos cortantes,* se obtiene a partir de la capacidad de carga última Q_u, afectada por un factor de seguridad *FS*, según la ecuación:

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} \qquad (2\text{–}1)$$

El factor FS suele variar entre 2 y 3. Es evidente que mientras mayor sea este factor, más alejada estará la zapata del colapso por falla del suelo bajo los esfuerzos cortantes inducidos por la carga admisible Q_a; esto implica que, en la gráfica ρ–Q de la figura *2–3b*, la carga admisible se encontrará en algún punto de la rama ascendente de la gráfica, en el cual se produce un asentamiento ρ_a.

El asentamiento ρ_a, para la carga Q_a, deberá estar dentro de límites tolerables para la estructura; de lo contrario, debe elegirse otra forma, dimensión o tipo de cimentación que satisfaga este requisito. Esto significa que, el asentamiento inducido por la carga admisible por esfuerzos cortantes Q_a, no necesariamente es aceptable para la estructura; lo que implica que la carga de diseño para la zapata debe ser evaluada también en función del asentamiento admisible para la estructura.

En la figura 2–3b, el segmento *OE* de la gráfica *asentamiento versus carga* se aproxima a una recta, lo que implica que la relación entre ρ y Q

es aproximadamente lineal y puede considerarse que el suelo se encuentra en equilibrio elástico dentro de este intervalo de cargas. En el punto L, en cambio, se encuentra en un estado de equilibrio límite, que corresponde a la condición de falla plástica del suelo de apoyo. Por ello, los modelos analíticos para calcular la *capacidad de carga límite* Q_u de cimentaciones sobre zapatas se derivan de la *teoría de la plasticidad*; en tanto que, el análisis del asentamiento para la carga admisible Q_a se efectúa con modelos basados en la *teoría de la elasticidad.*

Debido a esta diferencia en los modelos teóricos empleados en el análisis, conviene tratar el tema relativo al cálculo de la capacidad de carga última de las cimentaciones separadamente de la predicción de la magnitud del asentamiento que experimentarán bajo la carga de proyecto; sin embargo, debe tenerse presente que, *ambos aspectos del problema se presentan siempre simultáneamente en la realidad y que ambos deben ser verificados en cualquier caso particular de cimentación.*

Capacidad de carga de zapatas

Los factores que intervienen en la capacidad de carga de una cimentación somera se comprenden fácilmente a través de la ecuación desarrollada por K. Terzaghi [23] para el equilibrio límite de una zapata de longitud infinita y ancho B, que se muestra en la figura *2–4.*

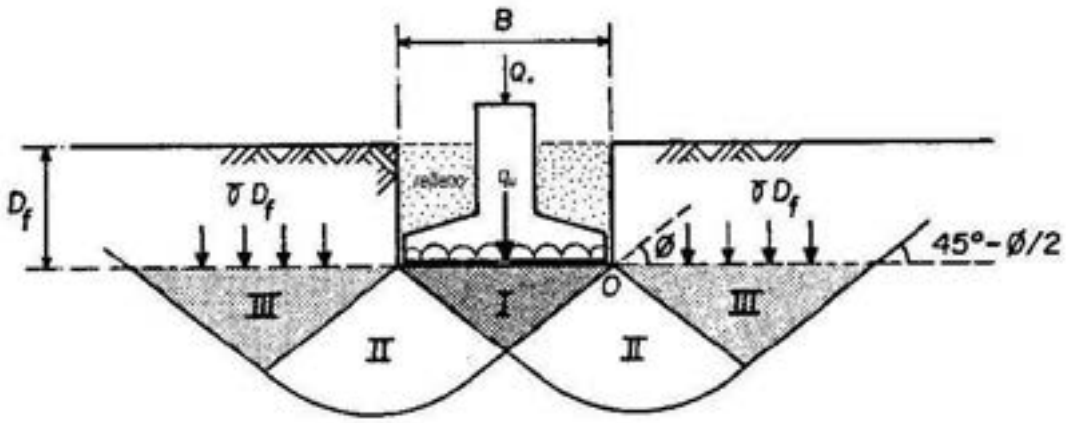


Figura 2-4. Mecanismo de falla para una zapata de longitud infinita

Este mecanismo de falla se basa en un modelo teórico de Prandtl, desarrollado después por Terzaghi para suelos reales, tomando en cuenta el peso del suelo y la fricción entre el suelo y la zapata. La máxima presión media q_u aplicada en la base de la zapata produce la

falla del mecanismo, el cual está formado por las zonas *I, II* y *III*, con las siguientes características:

Zona I. Es una cuña de suelo que desciende junto con la zapata, en donde el suelo se encuentra en *equilibrio elástico* y su deformación volumétrica es pequeña; su inclinación está dada por el ángulo ϕ.

Zona II. Es una *zona de equilibrio plástico radial*, donde las superficies de falla curvas son espirales logarítmicas y las planas son radios de la espiral que pasan por el punto *O*.

Zona III. En la que las superficies de *falla plástica* son planas y forman un ángulo de $(45° - \phi/2)$ con la horizontal.

El suelo que se encuentra a los lados de la zapata, sobre su plano de apoyo, ejerce una presión confinante $p_o = \gamma D_f$ sobre la zona *III*, siendo γ el peso volumétrico del suelo confinante.

El equilibrio límite de este mecanismo se alcanza cuando el desplazamiento vertical de la zapata ρ es suficientemente grande para desarrollar la deformación plástica del suelo en las zonas *II* y *III*. Considerando que dentro de estas zonas plásticas el suelo es homogéneo y su resistencia al corte está dada por la expresión general de Coulomb:

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

Terzaghi obtuvo la siguiente expresión general de la capacidad de carga última del suelo bajo una zapata de longitud infinita y ancho *B*:

$$q_u = c\,N_c + \frac{1}{2}\gamma_1 B\,N_\gamma + \gamma_2 D_f\,N_q \qquad (2\text{–}2)$$

En la que:

- q_u Capacidad de carga última del suelo, *en ton/m²*
- γ_1, γ_2 Peso volumétrico del suelo bajo la zapata y sobre el nivel del desplante, respectivamente, *en ton/m³*
- c Ordenada al origen de la envolvente de resistencia al corte del suelo (cohesión), *en ton/m²*
- N_c, N_γ, N_q Factores de capacidad de carga, que son función del ángulo de fricción interna del suelo, cuyos valores muestra la figura *2–5*
- B Ancho de la zapata, *en m*
- D_f Profundidad del desplante de la zapata, *en m*

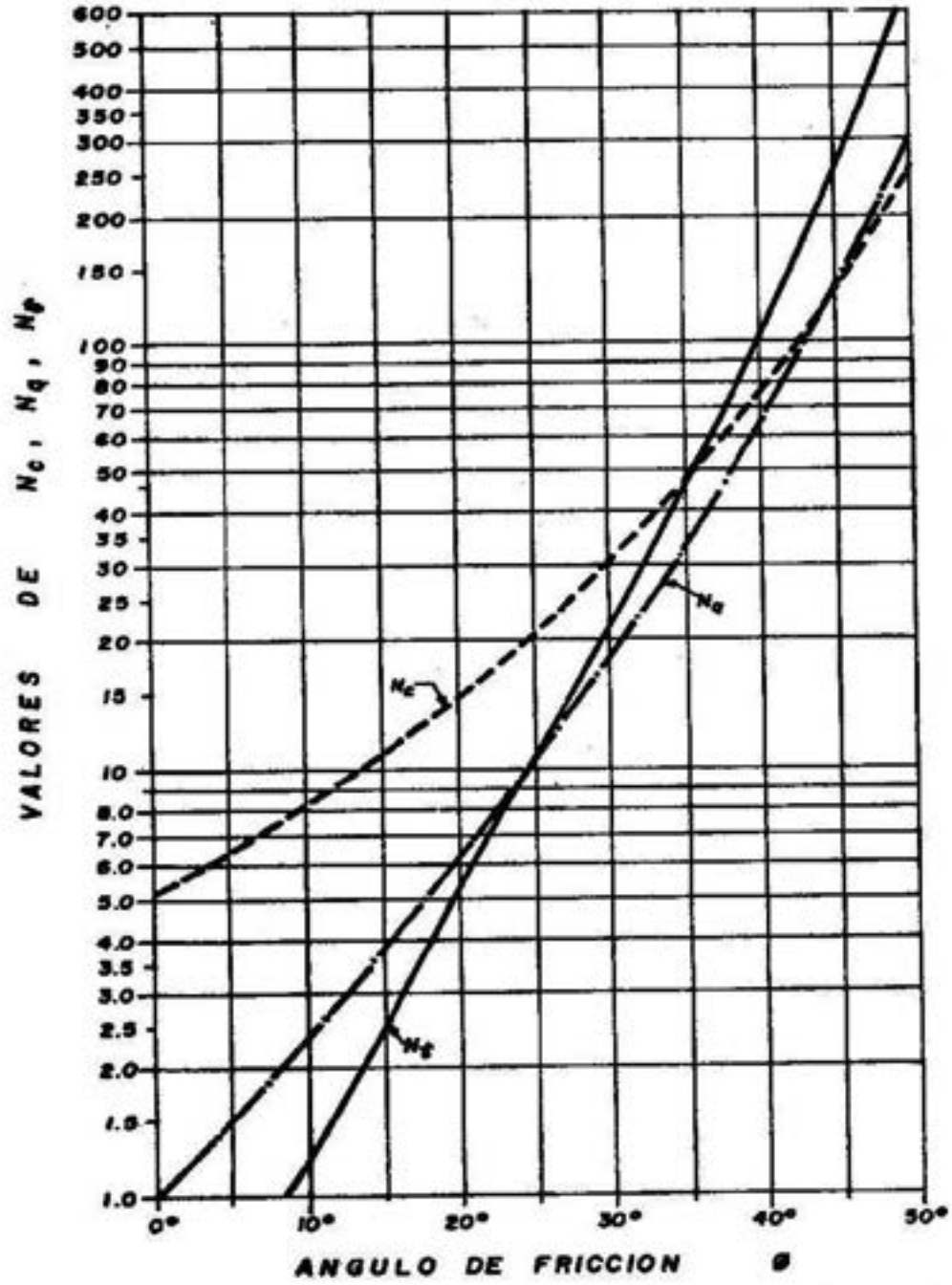


Figura 2-5. *Factores de capacidad de carga N_c, N_q y N_γ*

De la ecuación *(2–2)* puede concluirse que la capacidad de carga última de una zapata depende de los siguientes factores:

- Peso volumétrico γ, y resistencia al corte del suelo c y ϕ.
- Ancho de la zapata B.
- Profundidad del desplante D_f.

Los valores teóricos de N_c, N_q y N_γ, originalmente propuestos por Prandtl, Reissner y Terzaghi, respectivamente, han sido modificados posteriormente por otros investigadores para adaptarlos a los resultados experimentales observados en cimentaciones reales y en modelos de laboratorio.

La figura *2–5* presenta gráficamente la variación de los factores de la capacidad de carga en función del ángulo de fricción interna del suelo. Los valores de N_c y N_q son los propuestos por Meyerhof [24] y los de N_γ por Vesic [25].

Capacidad de carga neta

La presión q_u ejercida por la zapata infinita sobre el suelo de apoyo, a la profundidad D_f, está formada por las siguientes componentes expresadas como cargas por unidad de longitud:

- Carga máxima aplicada por la estructura sobre la zapata P_{eu}.
- El peso propio de la zapata P_z.
- El peso del relleno de la zanja excavada para construirla P_r.

Por tanto la presión q_u puede expresarse como sigue:

$$q_u = \frac{P_{eu} + P_z + P_r}{B} = p_{eu} + p_z + p_r$$

Considerando que p_z+p_r es aproximadamente igual a la presión ejercida por la tierra antes de excavar la zanja, $\gamma_2 D_f$, se tiene q_u aproximadamente igual a:

$$q_u = p_{eu} + \gamma_2 D_f$$

Substituyendo esta expresión en la ecuación (2–2) se tendrá:

$$p_{eu} + \gamma_2 D_f = cN_c + 0.5\gamma_1 BN_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

De donde:

$$p_{eu} = cN_c + 0.5\gamma_1 N_\gamma + \gamma_2 D_f (N_q - 1)$$

La presión máxima p_{eu} que puede aplicar la estructura sobre la zapata, sin incluir su peso propio ni el del relleno de tierra, se denomina *capacidad de carga neta última* q_{nu}; por tanto se le expresa por:

$$q_{nu} = cN_c + 0.5\gamma_1 BN_\gamma + \gamma_2 D_f (N_q - 1) \qquad (2\text{–}2a)$$

Capacidad de carga admisible

La capacidad de carga admisible p_a, para diseño, se obtiene afectando a la capacidad límite q_u por un factor de seguridad, usualmente $FS = 3$, según la expresión:

$$p_a = \frac{q_u}{FS} = \frac{q_u}{3} \qquad (2\text{–}3)$$

Es de interés analizar la aplicación práctica de la ecuación general *(2–2)* a diferente tipos de suelos, cubriendo una amplia gama que va desde las arcillas saturadas (*CH*) hasta las arenas y gravas limpias (*SW–GW*).

Zapatas en arcilla saturada

La figura 2–6*a* muestra el mecanismo de falla plástica de una zapata continua desplantada sobre arcilla saturada, con el nivel freático a la misma profundidad que el desplante de la zapata.

En un punto cualquiera *P* dentro de las zonas plásticas *II* o *III*, el estado de esfuerzos se representa por el círculo de Mohr de la figura *2–6b*. Este círculo es tangente a la envolvente de resistencia dada por la recta horizontal, cuya ordenada al origen es c_u, e inclinación dada por el ángulo $\phi = 0$. Por tanto, su resistencia al corte se expresa por la ecuación:

$$s = c_u$$

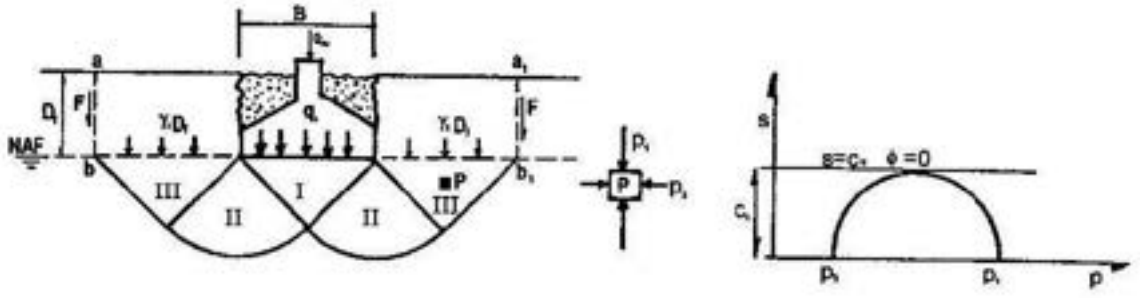


***Figura 2-6.** Mecanismo de falla de zapatas en arcilla saturada*

Esta envolvente corresponde a una prueba triaxial no drenada *(UU)*, en la que la carga de ruptura se aplica a las probeta de suelo en corto tiempo y sin drenaje. En el campo, la baja permeabilidad de la arcilla no

permite la disipación rápida de las presiones u desarrolladas en el agua de los poros, por lo que se considera que las condiciones de carga y de drenaje de las probetas de laboratorio son semejantes a las que ocurren en el suelo que está bajo la zapata.

En las gráficas de la figura *2–5* puede verse que, para $\phi = 0$, los factores de capacidad de carga para una zapata continua son:

$$N_c = 5.14,\ N_q = 1\ y\ N_\gamma = 0$$

La ecuación general *(2–2)* se convierte en:

$$q_u = c_u N_c + \gamma D_f \qquad (2\text{–}2b)$$

Sustituyendo $N_c = 5.14$ en la ecuación anterior se obtiene:

$$q_u = 5.14 c_u + \gamma D_f \qquad (2\text{–}2c)$$

Influencia de la profundidad del desplante D_f

La ecuación *(2–2b)* muestra que la capacidad de carga límite de una zapata en arcilla saturada es independiente del peso volumétrico del suelo bajo la zapata, así como del ancho B de ésta. Sin embargo, las investigaciones basadas en estudios teórico-experimentales realizados por Skempton [26] indican que *el valor de N_c aumenta con la relación D_f/B,* a causa de la resistencia F que se desarrolla en los planos verticales ab y a_1b_1 (figura *2–6*). Para tomar en cuenta este efecto Skempton propuso la siguiente expresión simplificada para N_c, en el caso de una zapata de longitud infinita:

$$N_c = 5.14\left(1 + 0.2\frac{D_f}{B}\right) \qquad (2\text{–}2d)$$

Esta ecuación es válida hasta $D_f/B \leq 2.5$, permaneciendo constante después de este valor. De aquí se puede concluir que para una zapata continua, cuya profundidad de desplante D_f varía de *0* a *2.5B,* o mayor, el valor de N_c varía de *5.14 a 7.74.* La figura *2–7* presenta la curva experimental, obtenida para una zapata continua de gran longitud.

Zapata rectangular

Para el caso de una zapata rectangular de longitud L y ancho B, Skèmpton[26] propuso, en 1951, la siguiente expresión, que permite interpolar, aproximadamente, entre las dos curvas extremas de la figura *2–7.*

$$N_c = 5.14\left(1+0.2\frac{D_f}{B}\right)\left(1+0.2\frac{B}{L}\right) \qquad (2\text{–}2e)$$

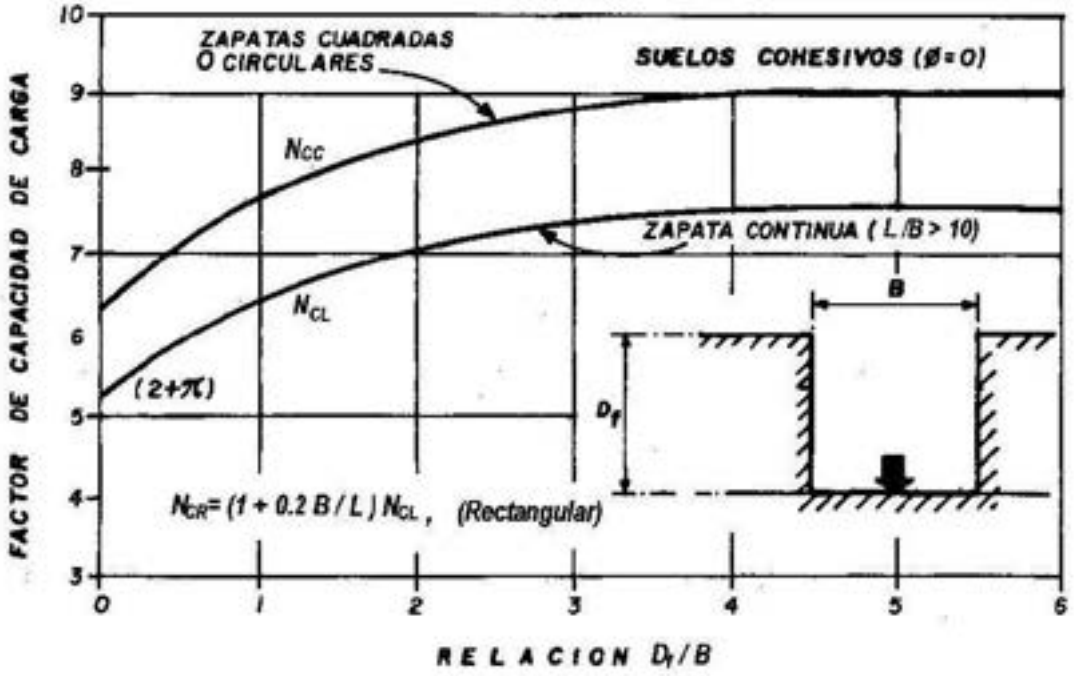


Figura 2-7. *Factores de capacidad de carga para zapatas en arcilla saturada, propuestos por Skempton (1951)*

Sustituyendo *(2–2e)* en *(2–2b)* se obtiene la ecuación para la capacidad de carga de una zapata rectangular en arcilla saturada:

$$q_u = 5.14c_u\left(1+0.2\frac{D_f}{B}\right)\left(1+0.2\frac{B}{L}\right)+\gamma D_f \qquad (2\text{–}4)$$

Donde, $D_f/B \leq 2.5$.

Zapata cuadrada o circular

En este caso, $B = L$, por lo que la ecuación *(2–4)* adquiere la siguiente forma:

$$q_u = 6.17\left(1 + 0.2\frac{D_f}{B}\right) \qquad (2\text{–}4a)$$

Losas y cajones en arcilla saturada

El caso de una losa de cimentación es semejante al de una zapata rectangular de ancho B y longitud L.

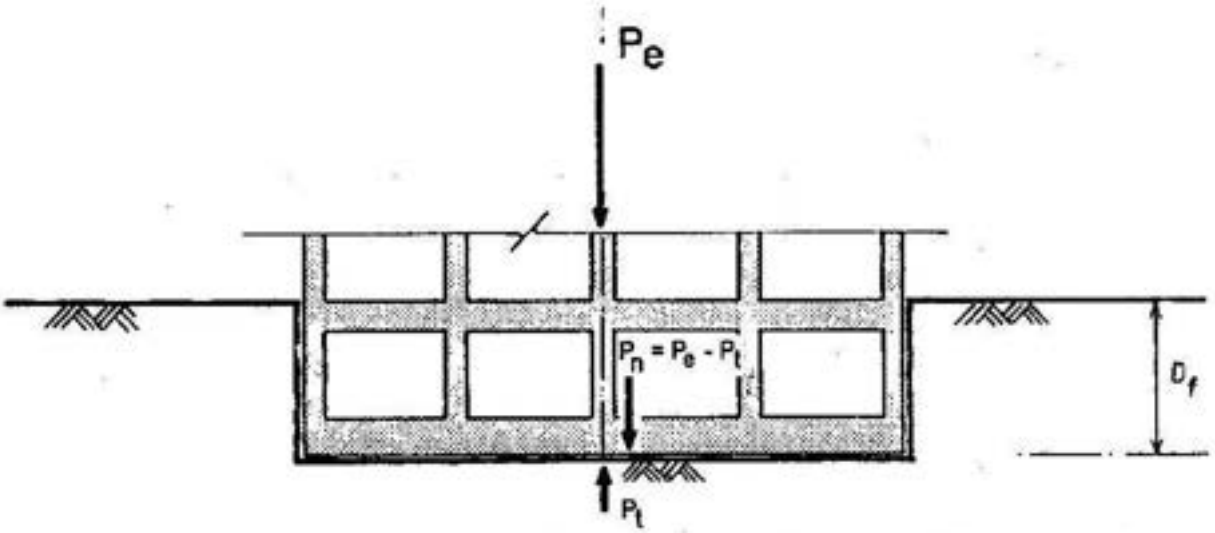


Figura 2-8. *Cimentación sobre losa o cajón en arcilla saturada*

La figura *2–8* presenta el caso de una cimentación formada por un cajón de concreto reforzado desplantado a una profundidad D_f, el cual soporta el peso P_e de una estructura que incluye el peso propio del cajón.

Para construir esta cimentación se requiere excavar un volumen de tierra cuyo peso P_t, al ser retirado del sitio, produce la descompresión de los estratos de suelo que se encuentran bajo el fondo de la excavación. Al terminar la construcción del edificio se habrá colocado sobre el fondo todo el peso de la estructura P_e, con lo cual se volverán a comprimir los estratos de suelo subyacentes antes descomprimidos. Según sea la relación entre la magnitud de los pesos de la estructura y de la tierra excavada, se tendrá alguno de los tres casos siguientes:

Cimentación totalmente compensada

Cuando el peso de la estructura es igual al de la tierra excavada,

$$P_e = P_t \qquad \textit{o bien,} \qquad P_n = P_e - P_t = 0$$

Donde P_n es *el incremento neto de carga* aplicada al suelo subyacente a la losa de cimentación.

Se dice entonces que se tiene una *cimentación totalmente compensada*, o simplemente, una *cimentación compensada*, en la cual, al terminar la construcción del edificio, los esfuerzos finales inducidos al suelo en el que se apoya el cajón son iguales a los que tenía antes de hacer la excavación. Esto implica, al menos en teoría, que el asentamiento de la cimentación debería ser nulo. Sin embargo, la observación del comportamiento real de cimentaciones de este tipo construidas en las arcillas blandas del Valle de México demuestra que, al descargar el suelo con la excavación se produce la expansión del fondo ρ_e, la cual se recupera al volver a aplicarle la misma carga con el peso de la estructura, produciéndose así un asentamiento del cajón ρ_r igual a la expansión generada por la descarga; es decir que:

$$\rho_r = \rho_e$$

Cimentación parcialmente compensada

Cuando el peso de la estructura es mayor que el de la tierra excavada se tiene una cimentación *parcialmente compensada*, también llamada cimentación *subcompensada*. Esta condición se expresa por la ecuación:

$$P_e > P_t \qquad o\ bien; \qquad P_n = P_e - P_t > 0$$

Es evidente que el incremento neto de la carga P_n, no compensada por la excavación, será soportado por la masa de suelo subyacente al cajón e inducirá en ella esfuerzos de compresión y cortantes adicionales a los que tenía en su estado natural, antes de excavar. Este nuevo estado de esfuerzos generará un asentamiento ρ_n, por consolidación de la arcilla subyacente, adicional al que se produzca por recuperación de la expansión creada por el proceso de excavación. Por tanto, el asentamiento total ρ_t de una cimentación subcompensada será:

$$\rho_t = \rho_n + \rho_r$$

Por otra parte, el incremento de carga neta inducirá esfuerzos cortantes que deberán ser equilibrados por una adecuada capacidad de carga de la cimentación en su conjunto.

Cimentación sobrecompensada

Es aquella en la que el peso de la estructura es menor que el de la tierra excavada; es decir, que se obtiene un decremento neto de la carga llamado carga sobrecompensada P_{sc}, expresado por las ecuaciones:

$$P_e < P_t \qquad o\ bien; \qquad P_{sc} = P_e - P_t < 0$$

La carga sobrecompensada representa, físicamente, una descarga permanente del suelo subyacente al cajón. En esta condición, los esfuerzos de compresión finales en la masa de arcilla serán menores que los esfuerzos naturales originales, lo que implica que:

El asentamiento por recuperación ρ_r será menor que la expansión generada por la excavación.

La disminución de los esfuerzos de compresión inducirá un proceso de expansión volumétrica lenta, que se desarrollará a lo largo de varios años después de terminada la construcción del edificio.

Los esfuerzos cortantes inducidos por la descarga neta son de sentido contrario a los que genera una sobrecarga en el caso de la cimentación subcompensada y, generalmente, no constituyen un problema de capacidad de carga:

El análisis y control de las expansiones producidas durante y después de la excavación se tratan detalladamente en el *capítulo 3–6*.

Evolución de los esfuerzos en el suelo

Es de interés práctico hacer una breve discusión de la evolución de los esfuerzos en el suelo subyacente a un cajón de cimentación, partiendo del estado natural de esfuerzos, considerando después el efecto de la descarga por excavación y finalmente la aplicación de la carga de la estructura.

Estado de esfuerzos iniciales

La figura *2–9a* muestra un corte vertical en una masa de suelo con superficie horizontal, en la que los esfuerzos internos naturales se encuentran en equilibrio. En cualquier elemento de suelo a una profundidad z, existe una presión vertical y horizontal total, dadas por:

$$p_v = \gamma_n(D_f+z) \quad y \quad p_h = K_o\, p_v$$

Donde:

K_o es la relación de los esfuerzos principales en reposo ($K_o = \frac{p_h}{p_v}$).

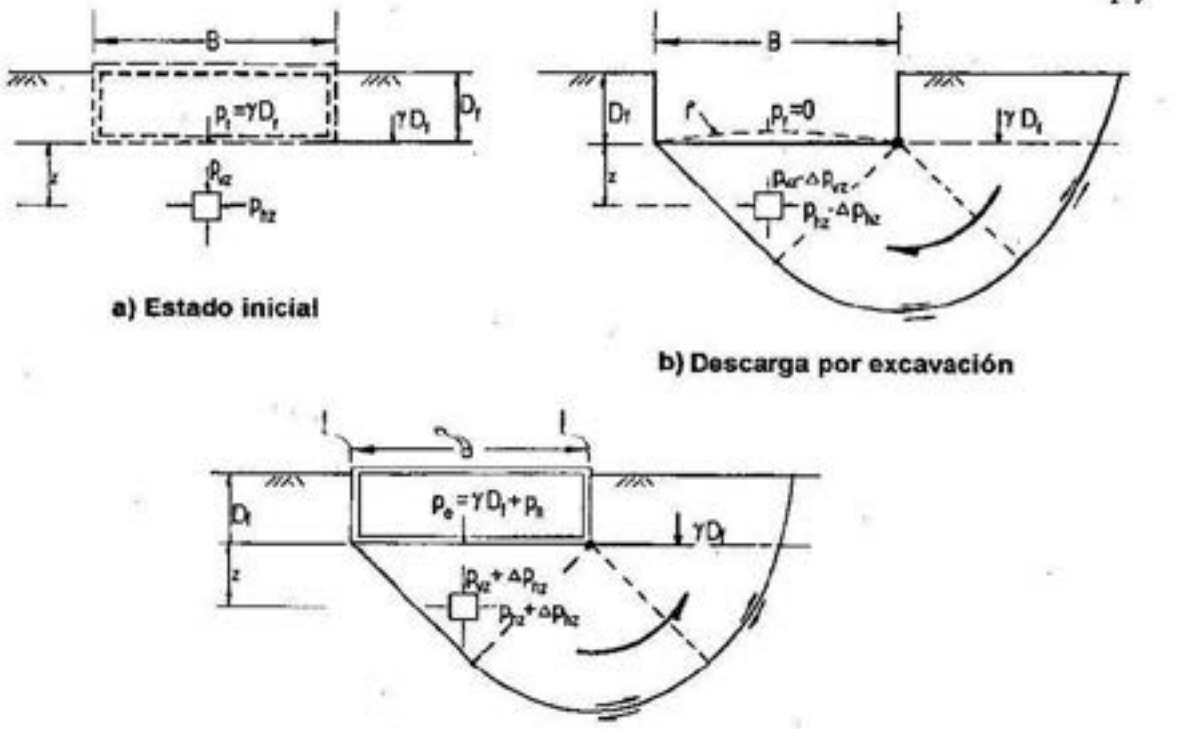


Figura 2-9. *Evolución del estado de esfuerzos durante la excavación y la construcción de la cimentación y estructura*

Esfuerzos después de la excavación

Antes de hacer la excavación a una profundidad D_f, para alojar el cajón de cimentación, la presión vertical total en el plano del fondo, vale:

$$p_t = \gamma_n D_f$$

Al terminar la excavación, de ancho B, que muestra la figura *2-9b*, la presión vertical en el plano del fondo se anula $(p_t = 0)$, lo cual induce un decremento $-\Delta p_v$ de los esfuerzos verticales iniciales en la masa de suelo subyacente al fondo, acompañado de un incremento en los esfuerzos cortantes. Como consecuencia de la alteración del estado de esfuerzos naturales se generan dos fenómenos:

- El levantamiento del plano del fondo de la excavación causado por la expansión de la arcilla subyacente, al reducirse la presión vertical inicial.

$$p_{vd} = p_v - \Delta p_v$$

- El desarrollo de un mecanismo de cortante que tiende a deslizar hacia el interior de la excavación produciendo la falla del fondo. La reducción de la presión vertical hace que este esfuerzo sea, ahora, menor que la presión horizontal; esta diferencia de esfuerzos normales genera esfuerzos cortantes de sentido contrario a los pequeños cortantes naturales, pero de mayor intensidad, como ilustra esquemáticamente la figura *2–9b*.

Si la profundidad de la excavación alcanza un límite crítico, se producirá la falla por esfuerzos cortantes en el suelo subyacente al fondo, y no se podrá construir el cajón.

Por otra parte, aunque no se produzca la falla del fondo, si la expansión del fondo es excesiva, la cimentación sufrirá asentamientos intolerables por recuperación de esta expansión.

En los *capítulos 3–5* y *3–6* se trata sobre los procedimientos para prevenir la falla del fondo y controlar las expansiones dentro de límites tolerables.

Cimentación compensada

Al construir el cajón de concreto y la superestructura, el peso total de ambos aplicará una presión p_e en el plano del fondo. Es evidente que, si la presión p_e es igual que la presión original $\gamma_m D_f$, que ejercía la tierra antes de excavar $(p_e = \gamma_m D_f)$, el estado de esfuerzos totales en la masa de arcilla subyacente al cajón volverá a ser igual al que prevalecía antes de ejecutar la excavación, como ilustra la figura 2–9a. Esto significa que la expansión del fondo generada por la excavación se recuperará totalmente, desarrollándose así un asentamiento de la estructura de igual magnitud que la expansión del fondo.

Por otra parte, el incremento de los esfuerzos cortantes generados por la descarga del fondo desaparecerá y estos esfuerzos volverán a su valor, dirección y sentido que tenían antes de la excavación.

Cimentación subcompensada

En este caso la estructura aplicará al fondo de la excavación una presión total p_e *mayor que la presión inicial del fondo* p_t, implicando que habrá un *incremento neto,* p_n, *de la presión de contacto* en el desplante de la cimentación, como ilustra la figura 2–9c; esta condición se expresa por la siguiente ecuación:

$$p_e = p_t + p_n = \gamma_n D_f + p_n \qquad (2\text{–}5)$$

El *incremento neto de presión* p_n, llamado más brevemente *presión neta*, creará los siguientes efectos:

- Un asentamiento neto ρ_n por consolidación de la arcilla subyacente, adicional al asentamiento por recuperación de la expansión ρ_r. El asentamiento neto será proporcional a la presión neta y al módulo de compresibilidad volumétrica de la arcilla.

- Un mecanismo de cortante semejante al mecanismo de falla propuesto por Terzaghi–Prandtl para una losa rectangular apoyada en arcilla saturada. La falla de este mecanismo se alcanzará cuando la presión total p_{eu} sea igual a la capacidad de carga última q_u de la arcilla; esta condición se expresa por la siguiente ecuación:

$$p_{eu} = q_u \qquad (2\text{–}6)$$

Capacidad de carga neta de un cajón subcompensado, en arcilla

Substituyendo las ecuaciones *(2–2a) y (2–5)* en la (2–6) se obtiene:

$$p_{eu} = \gamma D_f + p_{nu} = q_u = c_u N_c + \gamma D_f$$

De donde:

$$p_{nu} = c_u N_c \qquad (2\text{–}7)$$

Esta ecuación expresa el valor de la máxima presión neta p_{nu}, que puede aplicarse al mecanismo de capacidad de carga última del suelo, a través de la losa de fondo del cajón.

Presión neta admisible

La presión neta admisible para fines de diseño p_{na}, es una fracción de la presión neta última p_{nu}, afectada por un factor de seguridad FS, según la siguiente ecuación:

$$p_{na} = \frac{p_{nu}}{FS} = \frac{c_u N_c}{FS}$$

De donde,

$$p_{na} = \frac{c_u N_c}{FS} \qquad (2\text{–}8)$$

Para el caso más general de un cajón rectangular, de ancho B y longitud L, desplantado a una profundidad D_f, el valor del factor N_c se obtiene de la ecuación de Skempton *(2–2e)*.

Factor de seguridad admisible

El Prof. A. Casagrande sugirió un valor práctico para el factor de seguridad de cimentaciones someras en arcillas saturadas $FS = 4$. Este valor, que podría parecer conservador, da valores de la *presión neta admisible* que suelen generar *asentamientos inadmisibles* en el caso de arcillas blandas saturadas, de alta compresibilidad. Por este motivo, es siempre indispensable *verificar el valor del asentamiento* que producirá una presión neta admisible p_{na} determinada mediante la ecuación *(2–8)*. La valuación del asentamiento se explica en el *capítulo 2-4*.

Zapatas en arena

En arenas secas o en arenas saturadas, carentes de cohesión entre sus partículas, la resistencia al corte s es solamente el resultado de la fricción entre los granos y es una función lineal de la presión intergranular efectiva p'_n, normal al plano de falla.

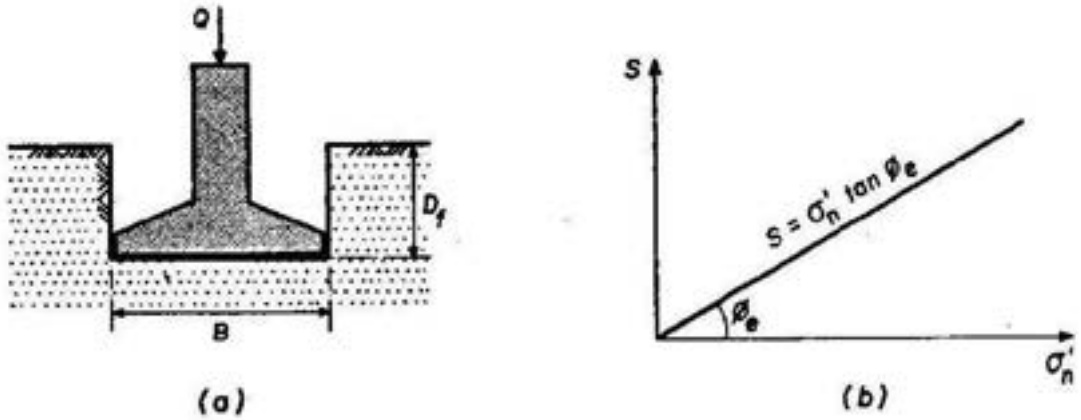


Figura 2-10. *Envolvente de resistencia al esfuerzo cortante en arenas*

La figura *2–10b* muestra una envolvente de resistencia típica de las arenas, representada por una línea recta cuya ecuación es:

$$s = p'_n \tan \phi$$

Esta envolvente se obtiene mediante pruebas triaxiales del tipo consolidada drenada *(CD),* en especímenes de arenas saturadas, o pruebas del tipo no drenada *(UU)* en arenas secas.

La ordenada al origen es $c = 0$. Substituyendo este valor en la ecuación general de la capacidad de carga *(2–2)* se obtiene la *capacidad de carga última* q_u, para zapata infinita apoyada en arena, desplantada a la profundidad D_f, *que incluye el peso propio de la zapata y del relleno.*

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q \qquad (2\text{–}9)$$

Para una zapata cuadrada, esta ecuación es ligeramente diferente, y prácticamente la diferencia es poco significativa:

$$q_u = 0.4\,\gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q \qquad (2\text{–}9a)$$

Debe recordarse que, si se ignora el peso del cimiento y del relleno, se debe substituir *Nq por (Nq–1)* en ambas ecuaciones anteriores, según la ecuación *(2–2a),* para obtener la capacidad de carga neta última q_{nu}, que la estructura puede aplicar en el plano superior de la zapata.

Influencia del nivel freático

Cuando el nivel freático se encuentra a la profundidad de la zapata o muy próximo a ella, el peso del suelo disminuye hasta el valor del peso volumétrico sumergido, $\gamma' = \gamma_{sat} - 1$, y la ecuación *(2–9)* cambia a:

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma'_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q \qquad (2\text{–}10)$$

Si el suelo que está arriba del desplante se encuentra también sumergido bajo el nivel freático:

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma'_1 B N_\gamma + \gamma'_2 D_f N_q \qquad (2\text{–}10a)$$

El ángulo de fricción interna ϕ_e de la arena saturada es sensiblemente el mismo que el de la arena seca; en cambio, el peso sumergido se reduce, a la mitad del peso saturado aproximadamente; de aquí que la *sumergencia total de la zapata reduzca la capacidad de carga, prácticamente, a la mitad del valor correspondiente a la misma arena con humedad natural; es decir, cuando se encuentra sobre el nivel freático.*

Una dificultad práctica para la aplicación de las ecuaciones *(2–9)* a *(2–10a)*, consiste en la determinación confiable del ángulo ϕ_e, debido a la gran dificultad práctica para obtener y manejar muestras inalteradas de arena sin cohesión. Para determinar el valor de ϕ_e se recurre entonces a cualquiera de los procedimientos indirectos que emplean las pruebas de penetración dinámica o el penetrómetro de cono estático, descritos en el *capítulo 1–4*.

Losas y cajones en arena

Cuando las cargas de la estructura y la capacidad de carga admisible de un depósito de arena son tales que se requieren zapatas con un ancho que cubre el 50% del área del edificio o más, puede ser preferible emplear una losa estructurada que ocupe la totalidad del área, ya que esta solución resulta, generalmente, más económica que las zapatas. En arenas sueltas, esta solución reduce los asentamientos diferenciales.

En términos generales, la capacidad de carga de cimentaciones formadas por losas apoyadas en arenas, compactas o semicompactas, no constituye un factor crítico de diseño. En el caso de arenas sueltas, el asentamiento puede ser el factor limitante. Cuando se requiera reducir la magnitud de los asentamientos diferenciales, será necesario recurrir a la cimentación de cajón, o a una cimentación profunda sobre pilotes o pilas.

Cimentaciones someras en suelos intermedios

Se denominan *suelos intermedios* aquellos cuya granulometría está comprendida entre las arenas limpias y las arcillas plásticas; este amplio intervalo de suelos incluye: *arenas limosas (SM), limos arenosos*

no plásticos (SM–ML) y limos de baja plasticidad (ML), que no contienen arcilla.

En el caso más general, la resistencia de estos suelos al esfuerzo cortante es una combinación de fricción y cohesión dada por la expresión general de Coulomb, $s = c + p_n \tan \phi$.
Dependiendo de la importancia relativa de c y de ϕ, el comportamiento de los suelos intermedios, como materiales de cimentación, se acercará más al de las arcillas plásticas o al de las gravas y arenas limpias.

Capacidad de carga

La capacidad de carga admisible para diseño se determina mediante la ecuación general *(2–2)*, usando los valores de N_c, N_γ y N_q contenidos en las gráficas de la figura *2–5*, para lo cual es indispensable conocer los parámetros de la resistencia al corte del suelo, *c* y ϕ, la compacidad y el grado de saturación en su estado natural, así como la posible evolución de estos parámetros debida a futuros cambios en el grado de saturación.

Muestreo inalterado

Para una correcta determinación de la resistencia al corte mediante pruebas de laboratorio, es indispensable disponer de muestras del suelo inalteradas, que conserven la estructura, la compacidad y el grado de saturación naturales. Cuando el suelo tiene alguna cohesión, es posible obtener y preservar muestras de alta calidad, con los procedimientos de campo descritos en la *Sección 1*.

Prueba de penetración dinámica

La prueba de penetración dinámica estándar, ejecutada cuidadosamente proporciona información preliminar sobre la compacidad o consistencia de los suelos intermedios *solamente cuando éstos se encuentran saturados*, es decir, bajo el nivel freático. Sin embargo, cuando se encuentran *parcialmente saturados, la cohesión aparente genera una resistencia a la penetración mayor que la correspondiente a su compacidad real, y conduce a errores del lado de la inseguridad*; particularmente si después de la construcción se produce un aumento sustancial del grado de saturación, que hace disminuir o anula la cohesión aparente, y baja la resistencia al corte del suelo, disminuyendo con ello su capacidad de carga inicial. Un razonamiento semejante se aplica al uso de la prueba de penetración estática con el cono.

Suelos colapsables

Cuando una cimentación somera se apoya sobre suelos intermedios en estado suelto y parcialmente saturados, es frecuente que sufra asentamientos bruscos después de terminada la construcción de la obra, debido a un aumento de su grado de saturación por humedecimiento adicional derivado de encharcamientos, riego de jardines o fugas en tuberías de agua o drenaje. Este fenómeno se debe a la pérdida de la tensión capilar en el agua del suelo parcialmente saturado, al aumentar su grado de saturación; este fenómeno conlleva la desaparición de la cohesión aparente y con ello el colapso brusco de la estructura porosa del suelo. Los suelos en estas condiciones se denominan *suelos colapsables.* El asentamiento de estos suelos se trata en el *capítulo 2-3.*

Capacidad de carga de las rocas en función del RQD

De manera empírica, basándose en los valores admisibles de capacidad de carga para cimentaciones en roca establecidos en los reglamentos de construcción de varias ciudades de los Estados Unidos, así como en su propia experiencia correlacionada con el índice de calidad de roca *RQD (Rock Quality Designation),* Peck [13] recomienda valores admisibles para la capacidad de carga de cimentaciones apoyadas en roca, que se presentan en la tabla (2-2).

En la tabla se observa que la capacidad admisible q_a, para rocas con *RQD* de *50% a 100% varía de 65 a 300 kg/cm²*. Este intervalo de esfuerzos supera al nivel de trabajo normalmente permisible para un concreto de f'_c=*300 kg/cm²*, en una columna sometida a flexo-compresión. Con lo cual se concluye que la *capacidad de carga de las rocas solo es un factor limitante del diseño de cimentaciones cuando la calidad de la roca va de mala a muy mala, o sea cuando RQD<50%.*

Tabla (2–2)

RQD (%)	CALIDAD	q_a (kg/cm²)
100	Muy Buena	300
90	Muy Buena	200
75	Buena	120
50	Regular	65
25	Mala	30
0	Muy Mala	10

Es de interés aclarar que los valores admisibles recomendados por Peck están dados para un asentamiento límite de 1.3 cm, y no por limitaciones en la capacidad de carga por esfuerzos cortantes de la roca. Se exceptúa de esta regla el caso de rocas blandas cuya resistencia en compresión simple q_u, sea menor que la capacidad admisible q_a recomendada en la tabla; en tal caso se recomienda tomar q_u como el valor de la capacidad de carga admisible.

Debe tenerse presente que los valores de la tabla suponen que la superficie de la roca tiene una inclinación menor de 15° y no existen cavernas u otras discontinuidades importantes.

Cimentaciones en laderas

Para las cimentaciones apoyadas en laderas con inclinaciones mayores, es indispensable conocer, además del *RQD, la inclinación de los planos de fisuramiento o estratificación con respecto a la pendiente de la ladera,* ya que en estos casos la estabilidad de la cimentación es limitada por la estabilidad de la ladera, incluyendo las cargas transmitidas por la cimentación (*ver figura 1–1a del capítulo 1–1*).

En los casos de laderas de roca inestables, es de utilidad la observación de la pendiente de planos en los que haya ocurrido el deslizamiento de las laderas en la zona donde se encuentre el sitio de la cimentación.

En los sitios con laderas estables, pero de pendientes mayores de 15°, debe considerarse la conveniencia de realizar, posteriormente, durante la etapa final del estudio de campo, pruebas de corte directo para determinar la resistencia a lo largo de los planos de falla potencial. Esta información será indispensable para definir la solución de la cimentación y el tratamiento necesario de la roca para garantizar su seguridad ante las cargas impuestas por la cimentación.

Capítulo 2–3 222

Asentamiento de cimentaciones someras en arenas 222

Deformabilidad de las arenas 222

Prueba de placa 222

Módulo de deformación estándar 224

Asentamiento de una zapata cuadrada en arena 227

Asentamiento de una zapata rectangular en arena 229

Asentamiento de losas y cajones 229

Zapatas con asentamiento uniforme 231

Ejemplo: 232

Ancho de zapatas para igual asentamiento $\rho_0 = 6cm$ 233

Losas y cajones de cimentación 235

Ejemplo 235

Influencia del nivel freático 236

Asentamientos por saturación en suelos colapsables 236

Asentamientos por vibraciones 239

Asentamientos por licuación 239

Riesgo de licuación 239

Capítulo 2–3

Asentamiento de cimentaciones someras en arenas

En este capítulo se describe un método simple para valuar el asentamiento de cimentaciones someras apoyadas en depósitos de arenas limpias o limosas sin materia orgánica. Los asentamientos de una cimentación somera son el resultado de la deformación del suelo en el que se apoya, causada por los esfuerzos inducidos en él por la propia cimentación. La deformación del suelo es función de los siguientes factores:

- Presión neta aplicada por la cimentación al terreno.
- Deformabilidad del suelo de apoyo.
- Dimensiones del área cargada por el cimiento (ancho B y longitud L).
- Espesor del estrato compresible, subyacente a la cimentación.

La forma más evidente de observar y medir la relación entre la carga aplicada por una zapata apoyada sobre una arena y el asentamiento producido es realizar una prueba de carga sobre una pequeña zapata. Esta es una técnica de campo conocida como *prueba de placa*, que se describe a continuación.

Deformabilidad de las arenas

Prueba de placa

La figura 2–*11a* muestra esquemáticamente una prueba de carga sobre una placa metálica cuadrada, rígida, de 30 *cm* por lado, apoyada sobre un depósito de arena. La carga Q se aplica en incrementos mediante un gato hidráulico, a intervalos de tiempo suficientemente largos (5 a 10 minutos) para permitir que el asentamiento de la placa bajo cada incremento alcance su condición de equilibrio. La presión media aplicada $q_m = Q/A$, por una carga concentrada Q sobre un área A, y el asentamiento medido ρ_m, se presentan gráficamente en la figura *2–11b*.

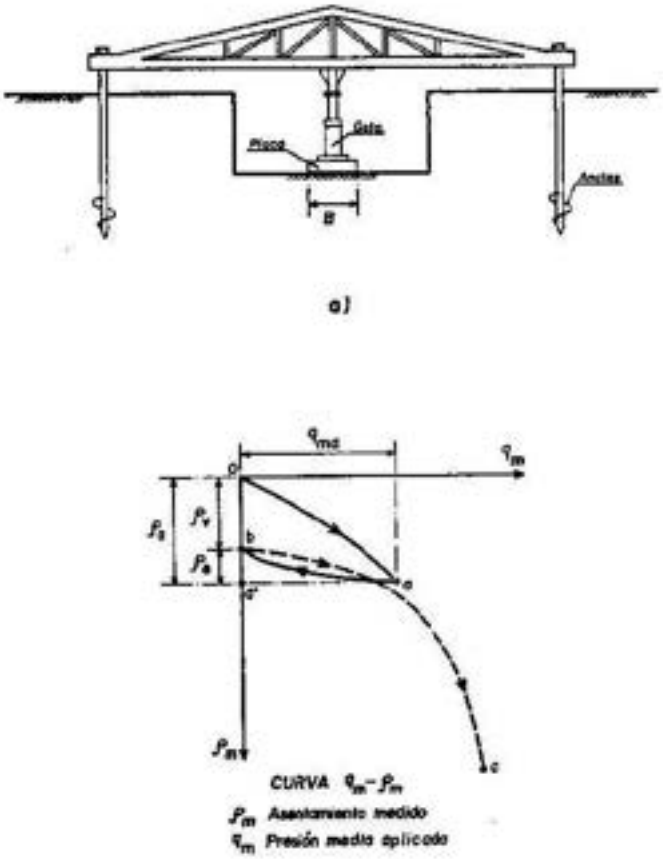


Figura 2-11. *Prueba de placa*

Se observa que, en la porción *oa* de la curva, el asentamiento total ρ_a es prácticamente proporcional a la presión media aplicada: Sin embargo, no puede decirse que éste sea un asentamiento debido a un comportamiento puramente elástico del suelo, ya que, al descargar la placa desde el punto *a* al *b* se recupera una parte del asentamiento, quedando una deformación permanente debida a la disminución del volumen de vacíos del suelo afectado; la parte elástica del asentamiento está representada por ρ_e, el cual se recupera en forma casi lineal al volver a cargar la placa hasta el punto *c*. La porción *ac* de la curva indica que el asentamiento evoluciona hasta alcanzar la capacidad de carga límite del suelo bajo la zapata.

Dentro del *intervalo de comportamiento prácticamente lineal oa*, la magnitud del asentamiento puede valuarse, con suficiente aproximación, utilizando fórmulas proporcionadas por la teoría de la elasticidad, introduciendo en ellas una constante de proporcionalidad que involucre

tanto al *asentamiento elástico* ρ_e *como al debido a cambio de volumen del suelo* ρ_v.

La siguiente ecuación obtenida por Schleicher (1926), expresa *el asentamiento de una zapata cuadrada rígida, que aplica una presión media* q_m *a un suelo elástico, homogéneo, isótropo y semi-infinito*:

$$\rho_m = \frac{0.82\,(1-\nu^2)}{E}\, q_m B \qquad (2\text{–}11)$$

En la que:

- ρ_m Asentamiento medio, en *cm*
- ν Relación de Poisson (0.5 para arcillas saturadas, 0.25 para los demás suelos)
- E Constante de proporcionalidad llamada módulo de elasticidad del suelo, en kg/cm^2
- q_m Presión media aplicada, en kg/cm^2
- B Ancho de la zapata, en *cm*

Esta ecuación puede escribirse en la forma siguiente:

$$\rho_m = m_d\, q_m B \qquad (2\text{–}11')$$

Donde,

$m_d = \dfrac{0.82\,(1-\nu^2)}{E}$ Módulo de deformación total del suelo, en cm^2/kg, que incluye la deformación elástica de las partículas y la reducción de volumen.

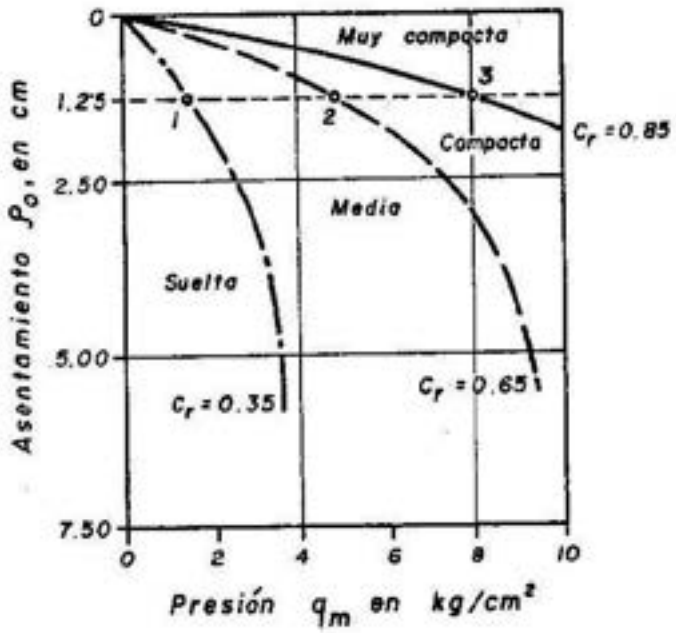
Módulo de deformación estándar

El valor de m_d puede determinarse experimentalmente mediante una prueba de placa, como en la figura *2–11*, aplicando la ecuación *(2–11')* a los resultados de la prueba presentados en la gráfica *2–11b*. El *módulo de deformación secante* para la porción *oa* de la curva se expresa por la ecuación:

$$m_{da} = \frac{\rho_a}{q_{ma} B} \qquad (2\text{–}12)$$

Terzaghi y Peck[28] emplearon los resultados de *pruebas de placa estándar*

realizadas en placas cuadradas, con ancho $B_o = 30.5\ cm$, como un método para determinar la *compacidad relativa* C_r, en depósitos de arena. Esta propiedad de las arenas guarda una estrecha relación con su *deformabilidad*, como se muestra en la figura *2–12*.



C_r	m_o, kg/cm²	PUNTO
0.35	0.027	1
0.65	0.008	2
0.85	0.005	3

Figura 2-12 *Relación entre compacidad relativa, deformación y presión*

Las curvas *1, 2* y *3* fueron establecidas por Terzaghi y Peck, como referencias convencionales para fijar las fronteras entre los distintos intervalos *de compacidad relativa*, correspondiendo a compacidades C_r de *0.35, 0.65* y *0.85*, cuyos valores representan límites arbitrarios de los intervalos de compacidad de las arenas denominados: *suelta, semicompacta, compacta y muy compacta,* respectivamente. A partir de estas gráficas, tomando un asentamiento $\rho_o = 1.25\ cm$, se definen las *pendientes medias* respectivas de las porciones *prácticamente lineales* de las curvas de carga–asentamiento y se determinan, para cada una de ellas, los valores correspondientes de q_{mo}.

De la ecuación (*2–11*) se obtienen los valores del *módulo de deformación estándar*, expresado por la ecuación:

$$m_o = \frac{\rho_o}{q_{mo} B_o} = \frac{1.25}{30.5 q_{mo}} = \frac{1}{24.4\, q_{mo}}$$

*(2–13)*En la tabla de la figura *2–12* se presentan los valores obtenidos.

Correlación de m_o con pruebas de penetración estándar y de cono estático

Con los valores de m_o y C_r de la tabla de la figura *2-12* se ha construido la gráfica de la figura *2–13a*, tomando de la figura *1–8* la relación experimental que existe entre C_r y el índice de resistencia a la penetración dinámica *N*. Así, la figura *2–13a* ofrece una forma aproximada para determinar *el módulo de deformación estándar* m_o en arenas, a partir de la prueba de penetración dinámica, realizada con el tubo muestreador de pared gruesa hincado a golpes, descrita en la *Sección 1*.

De manera semejante, con ayuda de la gráfica de la figura *1–13* y la tabla de la figura *2–12*, se construye la gráfica *2–13b*, que muestra la variación de m_o en función de la resistencia de las arenas a la penetración del cono estático, expresada por la relación q_c/p'_z. Ambas gráficas son útiles para estimar, de manera aproximada, los asentamiento de zapatas apoyadas en arenas.

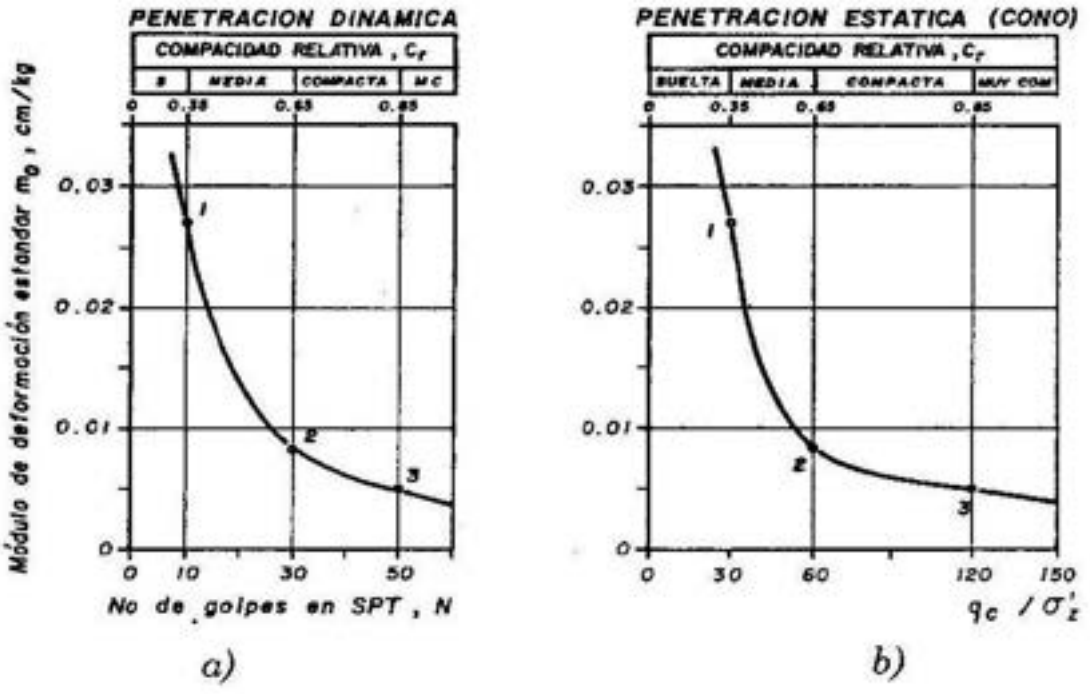


Figura 2-13. *Relación entre módulo de deformación estándar y pruebas de penetración, (a) dinámica y (b) de cono estático.*

Debe aclararse que el módulo de deformación de las arenas no solamente depende de la compacidad relativa; varía también con su granulometría, siendo mayor para las arenas finas y uniformes con limo, que para las gruesas bien graduadas y sin finos, por lo que las gráficas de la figura *2–13* representan *valores promedio* de m_o.

Asentamiento de una zapata cuadrada en arena

El cálculo del asentamiento de una zapata cuadrada de ancho B, desplantada en un depósito de arena puede hacerse mediante la ecuación *(2–11')*, que tiene la siguiente expresión:

$$\rho_m = m_d\, q_m\, B \qquad (2\text{–}11')$$

La teoría de la elasticidad demuestra que la profundidad afectada por la carga aplicada al suelo por una zapata cuadrada es aproximadamente dos veces el ancho B de la zapata; debajo de esa profundidad el incremento de esfuerzos en el suelo es despreciable. Esto implica que el valor de m_d que se aplica en la ecuación anterior debe ser el promedio de los valores correspondientes a la capa de arena que subyace a la zapata, con espesor de $2B$. El valor del módulo de deformación m_d puede calcularse a partir del valor del módulo estándar m_o aplicando el siguiente criterio.

Con base en los resultados de pruebas de carga efectuadas en zapatas cuadradas de diferente ancho, Terzaghi y Peck [28] obtuvieron la gráfica experimental que muestra la figura *2–14*, en la que se observa la variación del asentamiento ρ_B medido para zapatas cuadradas de ancho B, expresado como un múltiplo del asentamiento ρ_o correspondiente a la zapata de prueba estándar de ancho $B_o = 30.5\ cm$, cargadas con la misma presión media q_m.

De los valores obtenidos en los diversos experimentos realizados con arenas semicompactas sin materia orgánica, representados en la curva (a) determinaron la siguiente expresión empírica:

$$\frac{\rho_B}{\rho_o} = \left(\frac{2B}{B + B_o}\right)^2 \qquad (2\text{–}14)$$

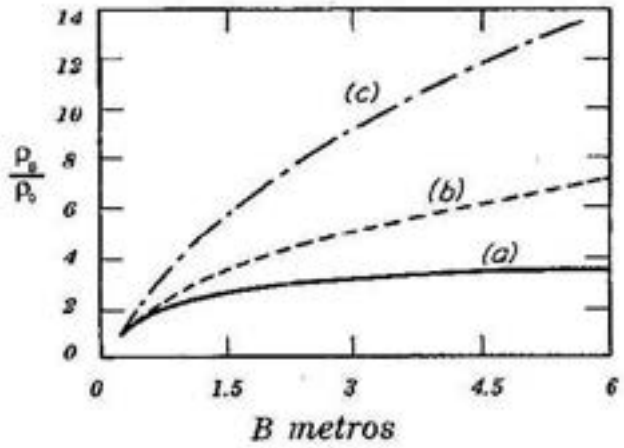


Figura 2-14 *Variación del asentamiento relativo ρ_B/ρ_o de zapatas cuadradas de ancho B, respecto al de una zapata de prueba de ancho B_o=30 cm, en arenas, (a)semicompacta, (b)muy suelta, (c)con materia orgánica*

La relación de asentamientos puede expresarse, según la ecuación *(2–11')*, de la siguiente forma:

$$\frac{\rho_B}{\rho_o} = \frac{m_d\, q_m\, B}{m_o\, q_m\, B_o} = \frac{m_d B}{m_o B_o}$$

Substituyendo esta ecuación en la *(2–14)* y despejando m_d se obtiene la ecuación para el valor del *módulo* m_d como una función del módulo estándar m_o y de los anchos B y B_o de las zapatas:

$$m_d = m_o \frac{4\, B_o B}{(B + B_o)^2} \qquad (2\text{–}15)$$

Sustituyendo la expresión *(2–15)* en la *(2–11')* y considerando B_o = 30 cm, se obtiene la ecuación para el asentamiento ρ_B *de una zapata cuadrada, de ancho B, en función del módulo estándar* m_o.

$$\rho_B = m_o \frac{120\, B}{(B + 30)^2}\, q_m B \qquad (2\text{–}16)$$

Donde:

ρ_B y B se expresan en *cm*.

Para zapatas de ancho mayor de *300 cm*, esta ecuación se simplifica como se indica más adelante para el caso de losas y cajones de cimentación.

Asentamiento de una zapata rectangular en arena

Basándose en observaciones del asentamiento en estructuras apoyadas en zapatas continuas sobre depósitos de arenas, Terzaghi y Peck[28] concluyeron que las diferencias observadas entre el asentamiento de zapatas continuas y cuadradas, del mismo ancho, son del mismo orden de magnitud que los asentamientos diferenciales atribuibles a las variaciones de compacidad y granulometría de un punto a otro del depósito, en la dirección horizontal.

Este hecho se explica considerando que al aumentar la longitud de la zapata, aumenta la profundidad del suelo afectado por la presión aplicada, pero al mismo tiempo, el módulo de deformación de la arena disminuye con la profundidad, compensándose con ello ambos efectos.

Asentamiento de losas y cajones

Haciendo: $$R_s = \frac{120\,B}{(B+30)^2}$$

La ecuación *(2–16)* se puede escribir:

$$\rho_B = R_B\, B\, m_o\, q_m \qquad (2\text{–}16')$$

Asignando valores arbitrarios a B se obtienen las gráficas de la figura *2–15*, en las que se observa que para una zapata cuyo ancho sea mayor de *400 cm*, el producto $R_B.B$ es casi constante y se vuelve asintótica para grandes valores de B, tendiendo a un valor igual a 120 cm. De aquí, en forma simplificada puede considerarse que el asentamiento de losas o cajones de cimentación, cuyo ancho sea mayor de *1000 cm* es, aproximadamente:

$$\rho_B = 120\, m_o\, q_m \qquad (2\text{–}17)$$

En la que: ρ_B se expresa en *cm*.

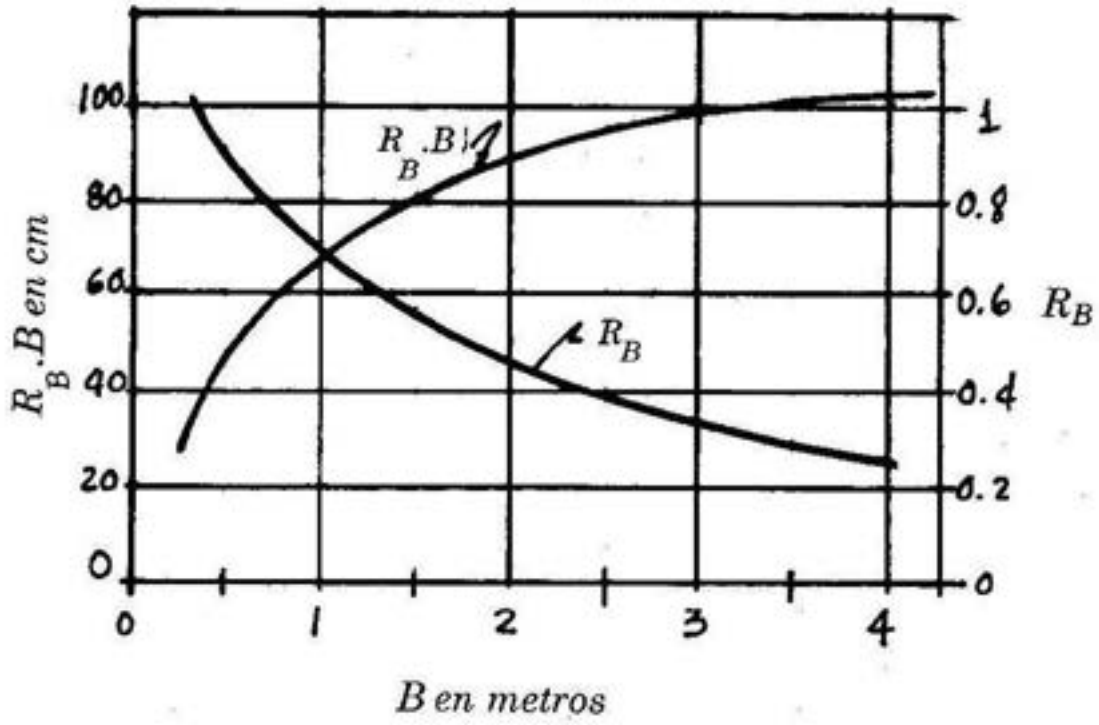


Figura 2-15. *Relación entre R_B, $R_B.B$ y el ancho B de zapatas*

Asentamientos diferenciales en arenas

La observación del comportamiento de estructuras apoyadas en arena indica que, en una cimentación bien diseñada, los asentamientos diferenciales $\Delta\rho$ no exceden de la mitad del asentamiento máximo admisible ρ_a y que éstos son el resultado de la heterogeneidad del depósito. Por ello, es conveniente escoger las dimensiones de las zapatas de manera que el asentamiento máximo admisible ρ_a sea uniforme en todas ellas y no exceda del doble del diferencial tolerable; de esta manera, se minimiza la influencia de la variación de las cargas entre columnas sobre el asentamiento diferencial, ya que el diseño de las zapatas se hace considerando un valor promedio del módulo de deformación estándar m_o, correspondiente a la compacidad relativa media del depósito de arena. El asentamiento máximo admisible para el diseño se elige entonces en función del diferencial máximo admisible $\Delta\rho_a$, para la estructura de que se trate, según la expresión:

$$\rho_a \leq 2\,\Delta\rho_a$$

En la tabla (*2-3*) se presentan valores del asentamiento diferencial

admisible para distintos tipos de estructuras.

Por ejemplo: Según se observa en la tabla 2–3, el *asentamiento diferencial máximo admisible entre columnas de una estructura de marcos rígidos de concreto apoyada sobre zapatas aisladas o corridas, cuyo claro entre columnas sea L = 8 m, sería* $\Delta\rho_a = 0.0025x800 = 2$ *cm, por lo que puede aceptarse que el asentamiento máximo admisible* ρ_a *para el diseño de todas las zapatas sea de 4 cm.*

Tabla (2-3).
Asentamientos admisibles para distintos tipos de estructuras

Tipo de estructura	Asentamiento vertical	
	Diferencial $\Delta\rho_a$	Máximo ρ_a
Muros de carga: mampostería de ladrillo, bloques de concreto o piedra		
más de un piso	0.0005L	0.001L
un piso	0.001L	0.002L
Estructuras de concreto marco rígido	0.003L	0.006L
Estructuras de acero:		
marco rígido	0.004L	0.008L
simplemente apoyadas	0.006L	0.012L.
Maquinaria:		
grúas viajeras	0.003L	0.006L
turbogeneradores, trenes de laminación, molinos de cemento	0.0002L	0.0004L

Nota: L es el claro entre columnas o longitud del muro.

Zapatas con asentamiento uniforme

Con base en la ecuación *(2–16)* se puede diseñar el ancho *B* para cada una de las zapatas cuadradas de una estructura con diferentes cargas de columna *Q*, de tal manera que todas las zapatas produzcan el mismo asentamiento, igual al máximo admisible ρ_a, dado en la tabla *(2-3);* esto implica que *el asentamiento deferencia entre columnas debido a la diferencia de cargas de columna sería nulo; quedando solamente el diferencial atribuible a las variaciones de la compacidad de la arena en el*

área del edifico. Para cumplir este objetivo es necesario obtener una ecuación que exprese el asentamiento en función de la carga de columna Q y el ancho B; para ello basta substituir $q_a = Q/B^2$ en la ecuación *(2–16)* y despejar B, como sigue:

$$\rho_a = m_o q_a \frac{120\,B^2}{(B+30)^2} = m_o \frac{Q}{B^2}\frac{120B^2}{(B+30)^2} = m_o \frac{120Q}{(B+30)^2} \qquad (2\text{–}18a)$$

Simplificando y despejando se obtiene:

$$B_\rho = \sqrt{\frac{120 m_o Q}{\rho_a}} - 30 \qquad (2\text{–}18)$$

Ejemplo:

El siguiente ejemplo ilustra la aplicación de este criterio de diseño descrito en los párrafos anteriores.

Se considera una estructura de marcos rígidos de concreto reforzado, con claros de 10 m, cuyas columnas, que serán apoyadas en zapatas cuadradas, transmiten las siguientes cargas:

Columnas interiores $q_c = 1000$ *ton*
Columnas de orilla $Q_{uo} = 500$ *ton*
Columnas de esquina $Q_{ue} = 250$ *ton*

Las zapatas se apoyarán en un depósito de arena bien graduada, de granos subredondeados, con espesor variable de 12 a 15 m, que descansa sobre roca. La resistencia a la penetración estándar de la arena varía de 20 a 44 golpes, con valor medio $N = 30$ *golpes*; el peso volumétrico natural es $\gamma = 1.9\ t/m^3$. No existe nivel freático dentro de la profundidad de la arena.

Propiedades mecánicas de la arena.

Para $N = 30$:

De la figura *1–18a* $\phi = 36°$
De la figura *2–13a* $m_o = 0.008\ cm^2/kg$
De la figura *2–5* para $\phi = 36°$: $N_\gamma = 50$, $N_q = 35$

De la tabla *(2–3)* $\rho_{amax} = 0.006L = 0.006x1000 = 6\ cm$

Ancho de zapatas para igual asentamiento $\rho_a = 6cm$

De la ecuación *(2–18)*:

Columna interior $$B_\rho = \sqrt{\frac{120 \times 0.008 \times 1000000}{6}} - 30 = 370cm$$

Columna de orilla $$B_\rho = \sqrt{\frac{120 \times 0.008 \times 500000}{6}} - 30 = 253cm$$

Columna esquina $$B_\rho = \sqrt{\frac{120 \times 0.008 \times 250000}{6}} - 30 = 170cm$$

Con estas dimensiones, estos tres tipos de zapatas producirán un asentamiento máximo admisible igual, *de 6 cm*, aplicando al terreno una presión media de contacto p_m diferente:

Zapata interior	$p_{mi} = 1000/3.70^2 = 73\ ton/m^2$
Zapata de orilla	$p_{mo} = 500/2.53^2 = 78.1\ ton/m^2$
Zapata esquina	$p_{me} = 250/1.7^2 = 86.5\ ton/m^2$

Capacidad de carga

Es necesario verificar que estas presiones de contacto no excedan los valores de la capacidad de carga admisible q_a de cada zapata.

Capacidad de carga admisible, según la ecuación *(2–2)*:

$$q_a = q_u/3 = (1/2\ \gamma B\ N_\gamma + \gamma D_f\ N_q)/3$$

Considerando una profundidad del desplante $D_f = 1.5m$ y substituyendo valores:

$$q_a = (0.5x1.9x50\ B + 1.9x1.5x35)/3$$

De donde: $$q_a = 15.83\ B + 33.3$$

Substituyendo los valores de B_ρ calculados para las tres zapatas se tiene:

$$q_{ai} = 91.9\ ton/m^2 > p_{mi}$$
$$q_{ao} = 73.4\ ton/m^2 < p_{mo}$$
$$q_{ae} = 60.2\ ton/m^2 < p_{me}$$

Por tanto, se requiere aumentar el ancho de las zapatas de esquina y de orilla para mantener su factor de seguridad por capacidad de carga igual o mayor que 3; lo cual disminuirá el asentamiento y requerirá redimensionar las zapatas de orilla e interiores para igualar el asentamiento.

Ancho necesario para zapatas de esquina:

$$B_{ne} = \sqrt{\frac{Q}{q_a}} = \sqrt{\frac{250}{60.2}} = 2.04\,m$$

El asentamiento de estas zapatas será, según la ecuación *(2–18a)*

$$\rho_e = 0.008\frac{120\times 250}{(204+30)^2} = 4.4cm$$

La nueva dimensión para zapatas intermedias con asentamiento admisible de 4.4 cm es:

$$B_{\rho i} = \sqrt{\frac{0.008\times 120\times 1000000}{4.4}} = 437\,cm$$

Zapatas de orilla:

$$B_{\rho 0} = \sqrt{\frac{.008\times 120\times 500000}{4.4}} = 300\,cm$$

Con estas dimensiones, el asentamiento por carga de columnas será uniforme e igual a 4.4 cm en todas las zapatas y el factor de seguridad por capacidad de carga será de 3 en las zapatas de esquina y mayor que 3 en el resto de las zapatas.

Losas y cajones de cimentación

En cimentaciones de losa o de cajón se tiene, según la ecuación *(2–17)*:

$$q_a = \frac{\rho_a}{120 m_v} \qquad (2\text{–}19)$$

Con la cual se determina la presión media de contacto admisible q_a, sobre losas o cajones cuyo ancho es generalmente mayor de 10 m, para que el asentamiento máximo no exceda al valor admisible ρ_a en *cm*. En losas rigidizadas por trabes o cajones, el asentamiento máximo admisible debe ser igual al de la estructura; es decir, el doble del diferencial admisible para las columnas, de acuerdo con la tabla *(2–3)*.

Ejemplo

Como ejemplo ilustrativo es de interés calcular, mediante la ecuación (2–19), la magnitud de la presión media admisible q_a, para la estructura del ejemplo anterior, desplantada sobre una cimentación de losa rígida de concreto, apoyada en un depósito de arena seca, considerando *dos condiciones extremas de compacidad relativa: suelta y muy compacta.*

El asentamiento máximo admisible, según la tabla *(2–3)* será:

$$\rho_a = 6\ cm$$

De la figura *2–12b* se obtiene m_v, a partir de la compacidad determinada con el penetrómetro estático.

Para arena suelta: $q_c/p'_z = 30$ y $m_v = 0.03\ cm^2/kg$

De la ecuación (2–19): $q_a = 6/120x0.03 = 1.7\ kg/cm^2 = 17\ ton/m_2$

Para arena muy compacta: $q_c/p'_z = 150$ y $m_v = 0.004\ cm^2/kg$

$$q_a = 6/120x0.004 = 12.5\ kg/cm^2 = 125\ ton/m^2$$

Lo cual significa que la presión de contacto admisible para la arena muy compacta es más de 7 veces mayor que para el estado suelto.

Influencia del nivel freático

Si el suelo bajo la zapata se encuentra sumergido bajo el nivel freático, su peso efectivo γ' se reduce prácticamente a la mitad del peso húmedo, lo que disminuye la magnitud de los esfuerzos confinantes efectivos y aumenta el módulo m_d. Por ello, cuando se emplean las pruebas de penetración, estática o dinámica, debe recordarse que su correlación con el módulo m_o ha sido hecha para un suelo no sumergido, por lo que se debe corregir el asentamiento calculado, mediante la siguiente expresión:

$$\rho_s = \rho \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} \qquad (2\text{–}20)$$

En la cual:

- ρ_s Asentamiento corregido por sumergencia
- ρ Asentamiento calculado para la arena seca
- γ' Peso volumétrico del suelo sumergido
- γ_{sat} Peso volumétrico del suelo saturado

Esta misma corrección debe usarse cuando se emplee la prueba de placa, para determinar el módulo m_o del suelo. Si las pruebas de placa se realizan sobre suelo sumergido, no será necesaria la corrección anterior, ya que el módulo m_o medido incluye el efecto de la sumergencia. En cambio, si el nivel freático se encuentra a más de *60 cm* bajo el nivel de la placa de prueba, pero dentro de una profundidad de dos veces el ancho de la zapata diseñada, será necesaria la corrección. En el caso más general de las arenas, *la relación entre los pesos volumétricos saturado a sumergido es en promedio de 2.* Esto implica que *el módulo de deformación volumétrica de la arena sumergida será aproximadamente de el doble del de la arena seca; o bien que los asentamientos de la arena sumergida serán aproximadamente del doble de los de la arena seca, para la misma presión de contacto.*

Asentamientos por saturación en suelos colapsables

Las arenas finas, las arenas limosas y los limos no plásticos, en estado suelto y parcialmente saturados, sometidas a la carga de una cimentación suelen producir asentamientos bruscos al aumentar su grado de saturación después de construida la cimentación.

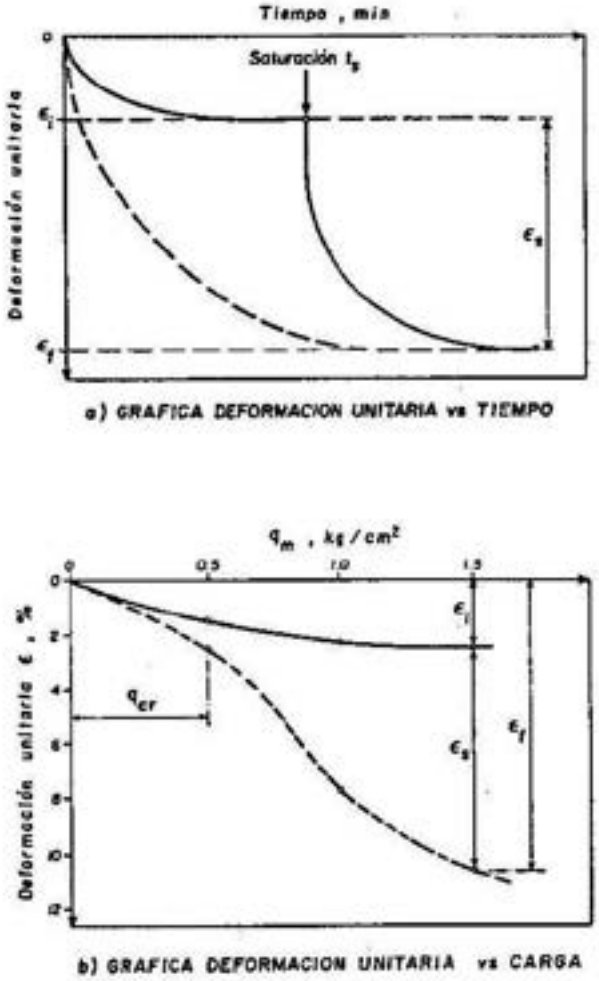


Figura 2-16 *Pruebas de compresibildad en suelos colapsables*

El aumento en el grado de saturación puede ser causado por ascenso estacional del nivel freático, encharcamientos superficiales, riego de jardines o fugas de tuberías de agua y drenaje. Frecuentemente, el humedecimiento del suelo se presenta en forma local y esto hace que el asentamiento sea diferente de un punto a otro, produciéndose así el consiguiente agrietamiento de las estructuras.

Este fenómeno se reproduce y puede medirse en el laboratorio mediante la prueba de *saturación bajo carga*, que se lleva a cabo en el consolidómetro, aplicando presiones diferentes a varios especímenes inalterados, colocados en sendos consolidómetros con su humedad natural. Para cada espécimen se mide la deformación a través del tiempo y se grafican estas mediciones en una curva *deformación unitaria (ε) versus tiempo (t)*, como muestra la figura *2–16*.

Cuando se ha producido la deformación inicial ε_i, después de un tiempo t_s, se satura el espécimen de suelo y se mide la deformación adicional producida por la saturación ε_s; si se satura el suelo antes de aplicar la carga se obtendrá la curva punteada, lo que demuestra que la deformación final es la suma de la inicial y la adicional producida por la saturación, según la expresión:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_i + \varepsilon_s$$

Este fenómeno se debe a *los esfuerzos de compresión* entre los granos del suelo generados por *la tensión que se desarrolla en el agua capilar* contenida en los contactos de los granos de suelo parcialmente saturado; estos esfuerzos de compresión producen una *resistencia friccionante* en los contactos de los granos que se manifiesta como si fuera una *cohesión*, por lo cual se le llama *cohesión aparente* que se opone al desplazamiento relativo de las partículas del suelo permitiendo solamente una deformación inicial ε_i. La saturación posterior del suelo anula las tensiones capilares y con ellas desaparece la cohesión aparente, lo cual produce *el colapso de la estructura granular suelta*, bajo la presión aplicada previamente al suelo parcialmente saturado.

Con las mediciones realizadas en este tipo de ensaye, se dibujan las gráficas de la figura *2–16b*, a partir de las cuales se pueden determinar los valores de las deformaciones unitarias ε_i , ε_s y ε_f, para cualquier valor dado de la presión de contacto q_m de la zapata. Con estas curvas se pueden estimar, de manera aproximada los asentamientos iniciales ρ_i , los adicionales por saturación ρ_s y los finales ρ_f, para zapata de ancho B y presión media de contacto q_m, obteniendo de ellas los valores de ε_i y ε_s correspondientes a $q_m/2$ y sustituyéndolos en las ecuaciones siguientes:

$$\rho_i = \varepsilon_i B$$
$$\rho_s = \varepsilon_s B$$
$$\rho_f = \rho_i + \rho_s$$

El asentamiento inicial se produce durante la construcción y es generalmente de pequeña magnitud, según se aprecia en la curva *I*; en cambio, el asentamiento adicional por saturación puede ser muy importante si la presión media aplicada por la zapata es mayor que el doble de la presión crítica q_{cr}. En el caso particular mostrado en la figura *2–16b* se observa

que *si la presión media fuera de 2 kg/cm², el asentamiento brusco por saturación sería de 10% del ancho de la zapata.*

Con base en las consideraciones de los párrafos anteriores se concluye que, *no es recomendable cimentar estructuras sobre suelos colapsables, a menos que se trate de cargas pequeñas que permitan emplear presiones de contacto de baja intensidad, dentro del intervalo q_{cr}, en el que el efecto de la saturación sea tolerable.*

Asentamientos por vibraciones

Las cimentaciones someras apoyadas sobre depósitos de arenas en estado suelto, pueden sufrir asentamientos bruscos y desiguales al ser sometidas a la acción de fuerzas oscilantes generadas por sismo, maquinaria o explosiones, debido a la tendencia de estos suelos no cohesivos a compactar su estructura bajo la acción de las vibraciones.

Asentamientos por licuación

En depósitos de arenas finas, de arenas limosas o bien de limos arenosos, de estructura suelta y permeabilidad intermedia, que se encuentran bajo el nivel freático, la tendencia a reducir su volumen por la acción de esfuerzos oscilantes genera presiones adicionales en el agua de los poros del suelo, que no se pueden disipar con suficiente rapidez, por lo cual se pierden las presiones de contacto entre los granos y con ellas se anula la resistercia friccionante del suelo comportándose como una masa líquida; *por ello se dice que se produce la licuación del depósito de arena*; en esta condición, se pierde la capacidad de carga del suelo y se generan hundimientos de tipo catastrófico en las estructuras apoyadas sobre ellos.

Riesgo de licuación

Aunque se conoce la naturaleza del fenómeno de licuación de los suelos granulares semipermeables, no se dispone, hasta ahora, de métodos que permitan cuantificar con precisión el grado de riesgo. Sin embargo, por la observación de casos reales en zonas sísmicas, correlacionados con la compacidad relativa de los suelos afectados, se sabe que cuando la resistencia a la penetración dinámica *N es menor de 15* golpes, *en las*

arenas, las arenas limosas y los limos no plásticos con estructura sueltas, cuya compacidad relativa es menor de 40%, el riesgo de licuación es alto, pues un sismo de magnitud 6 Richter es suficiente para causar la licuación. Cuando la *compacidad relativa es de 40% a 65%* (resistencia a la penetración estándar, *N de 15 a 30* golpes), pueden licuarse bajo la acción de sismos de magnitud 7; en tanto que, cuando la compacidad es de *65% a 85%*, o mayor, (N de 30 a 50 golpes), se requieren sismos de magnitud 8 o mayor.

Es evidente que, cuando se encuentren suelos granulares finos cuya compacidad relativa sea *menor de 50 % (N< 20 golpes), bajo el nivel freático y en zonas de alta sismicidad,* debe evitarse apoyar estructuras sobre ellos, a menos que se les compacte previamente mediante vibración o impacto, o se excaven para volverlos a colocar compactados con equipo vibratorio, hasta alcanzar compacidades relativas mayores de *85 %.*

Capítulo 2–4 242

Asentamiento de cimentaciones someras en depósitos de arcilla saturada 242

Cimentación rectangular en arcilla saturada. 242

Deformabilidad inmediata, sin cambio de volumen 244
Deformabilidad lenta con cambio de volumen 247
Módulos de deformación volumétrica 250
Cálculo del asentamiento inmediato ρ_i 251
Cimentación flexible *251*
Cimentación rígida *252*
Cálculo del asentamiento diferido 253
Arcillas normalmente consolidadas *254*
Arcillas preconsolidadas *254*
Ejemplos 254
Zapatas cuadradas en arcilla preconsolidada *255*
Cajón rectangular rígido en arcilla normalmente consolidada *257*
Soluciones posibles *260*

Asentamientos en suelos estratificados 261

Cálculo del asentamiento por capas de suelo 262
Distribución de la presión vertical bajo un área cargada *262*
Ejemplo 264
Objetivo *264*
Estratigrafía *265*
Cálculo del asentamiento por capas *268*

Asentamientos diferenciales 269

Métodos numéricos *270*
Cimentación rectangular 270
Ejemplo: 271
Conclusión *272*

Capítulo 2–4

Asentamiento de cimentaciones someras en depósitos de arcilla saturada

Los depósitos de arcillas saturadas son frecuentes a lo largo de las costas, como depósitos marinos o en lagunas costeras; son también comunes en los deltas de los ríos y en las regiones lacustres. Pueden alcanzar grandes espesores y poseen generalmente una alta compresibilidad y baja resistencia al corte, lo que los hace especialmente importantes desde el punto de vista de los asentamientos grandes que presentan como materiales de apoyo de cimentaciones y de cualquier tipo de estructura, además de ofrecer condiciones críticas de estabilidad para los cimientos y las excavaciones profundas. Es por ello que el estudio de los suelos de esta naturaleza ha recibido gran atención por parte de los Investigadores y los Ingenieros Geotécnicos, así como de los Ingenieros Estructuristas y Constructores.

En este capítulo se presentan los conceptos básicos del análisis de los asentamientos de cimentaciones someras apoyadas en arcillas blandas saturadas, usando como ejemplos las formas más comunes de este tipo de cimientos que son: las zapatas, las losas y los cajones de cimentación con formas rectangulares, los cuales permiten ciertas simplificaciones que facilitan la comprensión de los factores que intervienen en el problema y simplifican la aplicación de estos conceptos básicos a los casos de la práctica.

Cimentación rectangular en arcilla saturada.

La figura *2–17* muestra esquemáticamente el caso de una cimentación rectangular, de ancho B y longitud L, (zapata o losa), apoyada en la superficie de un estrato de arcilla compresible, saturada y homogénea, de espesor H, subyacido por un depósito de arena muy compacta, de gran espesor, cuya compresibilidad es despreciable comparada con la de la arcilla.

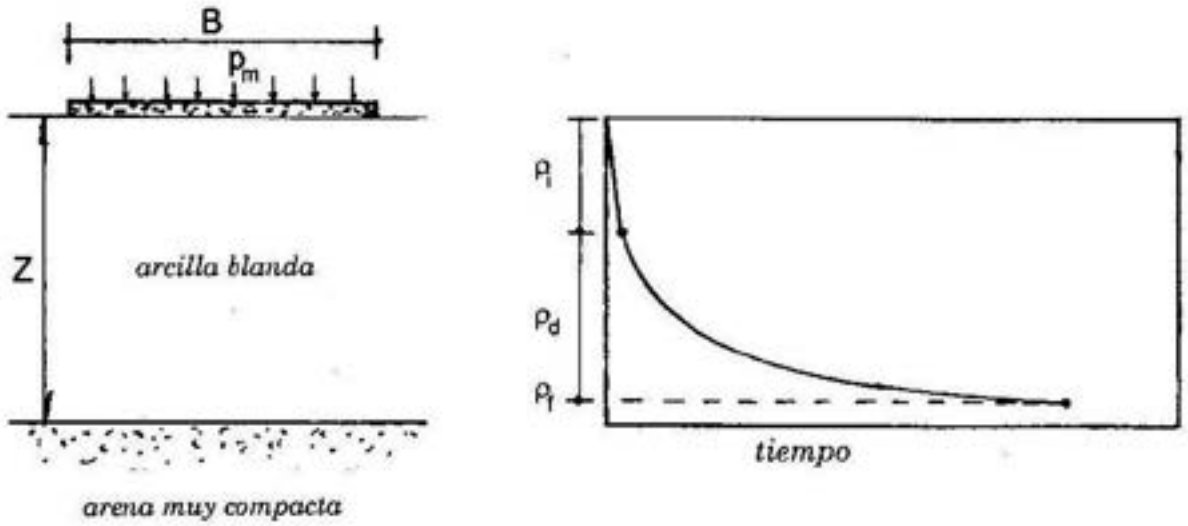


Figura 2-17. *Asentamientos de cimentaciones en arcillas*

La cimentación trasmite a la arcilla una presión uniforme p_m, menor que su capacidad de carga admisible q_a. Suponiendo que la carga es aplicada en un tiempo tan breve que puede considerarse instantáneo, se producirá un asentamiento de la cimentación que se desarrollará en dos etapas:

La primera etapa, representada por ρ_i en la figura *2-17b*, tiene lugar en el momento en que se aplica la carga, por lo que se le llama *asentamiento inmediato* y es consecuencia de la deformación de la masa de arcilla *sin cambio de volumen*; es decir, sin expulsión de agua de los poros del suelo en un tiempo tan corto.

La segunda etapa, representada por ρ_d, se denomina *asentamiento diferido* y se desarrolla a lo largo del tiempo transcurrido después de la aplicación de la carga instantánea; este asentamiento va acompañado por la disminución lenta del volumen de los poros del suelo y la consiguiente expulsión del agua que satura los poros; es decir, *es el resultado de un proceso de consolidación de la arcilla*, el cual puede tomar varios meses o años, dependiendo de la permeabilidad de la arcilla, de su compresibilidad, del espesor del estrato y de la presencia o no de estratos permeables de arena

intercalados en la masa de arcilla que constituyen fronteras de drenaje hacia las cuales fluye el agua expulsada del suelo al comprimirse, como se explica en el *capítulo 1–7*. El asentamiento final, representado en la gráfica por ρ_f, *es la suma de ambos asentamientos, el inmediato y el diferido*, expresado por la ecuación:

$$\rho_f = \rho_i + \rho_d \qquad (2\text{–}21)$$

En la práctica, la construcción de las estructuras y de su cimentación no puede ser instantánea, por lo que la aplicación de la carga al suelo requiere de un cierto tiempo; sin embargo, es un hecho bien conocido que, en las arcillas compresibles y saturadas el asentamiento de las estructuras se presenta, en su mayor parte, después de la terminación de la obra, aunque una parte del asentamiento diferido se traslapa con el asentamiento inmediato. Pero, el valor del asentamiento total expresado por la ecuación anterior sigue siendo la suma de los dos fenómenos: el inmediato, que se va produciendo a medida que se aplica la carga, y el diferido, que se inicia al colocar el primer incremento de carga al suelo; de esta manera ambos fenómenos se mezclan durante el período de la construcción, pero el proceso de consolidación que da origen al asentamiento diferido continúa desarrollándose a través del tiempo, después de la construcción.

De aquí la conveniencia de estudiar, en el laboratorio, las características de la deformabilidad de las arcillas saturadas, realizando dos tipos de ensaye, cada uno de los cuales simula las condiciones de esfuerzos, deformaciones y drenaje que ocurren en cada etapa del procesos del asentamiento de la cimentación; estos ensayes permiten medir la deformabilidad de la arcilla en las siguientes condiciones:

- *Deformabilidad inmediata, sin cambio de volumen.*
- *Deformabilidad diferida, con cambio de volumen.*

Deformabilidad inmediata, sin cambio de volumen

En las arcillas saturadas se mide en el laboratorio utilizando la cámara triaxial (*capítulo 1–7*); en este aparato se realizan *pruebas de compresión triaxial no drenadas*, practicadas en probetas cilíndricas labradas a partir de muestras inalteradas de la arcilla, obtenidas del

sitio de la cimentación, a diferentes profundidades. Las probetas suelen tener una sección transversal de 10 cm^2 y altura de 9 a 10 *cm*. Cada probeta cilíndrica que se ensaya está envuelta en una membrana impermeable y las bases del cilindro de suelo están protegidas por pequeños cilindros rígidos, de metal o de acrílico, a través de los cuales se aplica la presión axial; de esta forma, en la probeta así sellada no puede haber escape del agua de los poros durante el proceso de la prueba, por lo que, despreciando la compresibilidad del agua del suelo, es aceptable considerar que la prueba se realiza *a volumen constante*. Los esfuerzos de compresión se aplican a la probeta de suelo en dos etapas, como ilustra el diagrama de esfuerzos del lado izquierdo de la figura *2–18a*:

1. *Etapa de recompresión.*

   En la cual se aplica a la probeta de suelo una presión uniforme p_3, a través del líquido que la rodea; esta presión debe ser aproximadamente igual a la presión vertical total producida por el peso propio del suelo a la profundidad de la cual fue extraída la muestra inalterada correspondiente a la probeta de arcilla que se va a ensayar. De esta manera se restablece, aproximadamente, la condición de confinamiento original que tenía la muestra de suelo antes de ser extraída de su sitio natural.

2. *Etapa de falla.*

   En esta etapa se aumenta gradualmente la presión axial mediante un mecanismo de velocidad constante, el cual aplica a la probeta una velocidad de deformación axial de *1 mm/min*, que equivale a una velocidad de deformación axial de *1% por minuto*. Se registran simultáneamente la presión axial aplicada, llamada esfuerzo desviador p_d, y la deformación axial de la probeta. Al aumentar el esfuerzo desviador se inducen esfuerzos cortantes en la probeta de suelo, que generan su distorsión sin cambio de volumen, causando la deformación axial, hasta alcanzar la falla plástica de la probeta. Con los valores obtenidos de la prueba se traza la gráfica *esfuerzo-deformación unitaria* que aparece en la figura *2–18b*, la cual presenta en el eje vertical los valores del esfuerzo desviador p_d y en el eje horizontal los valores correspondientes de la deformación axial unitaria ε.

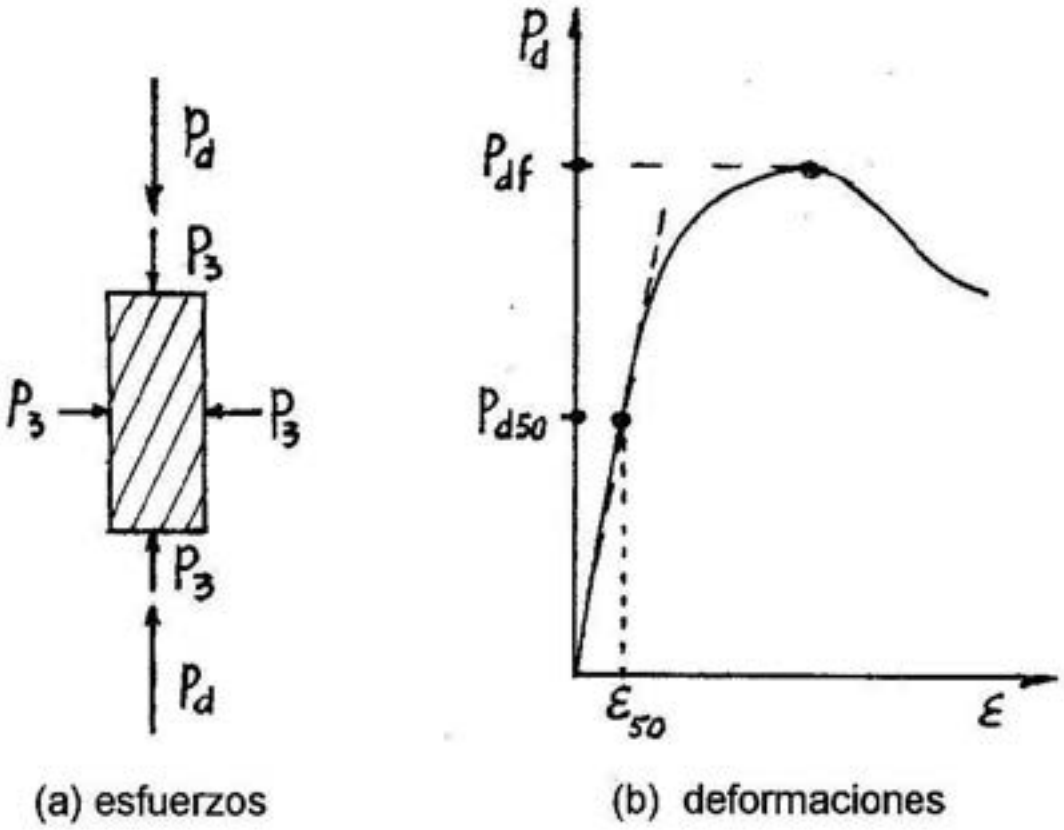


Figura 2-18. *Prueba de compresión triaxial no drenada CU en arcilla saturada*

La curva (b) *esfuerzo desviador–deformación unitaria* p_d–ε presenta una rama ascendente que es casi recta, cuya pendiente media puede representarse por una recta secante que pasa por el origen de coordenadas y corta a la curva en su punto medio; la ordenada de este punto, p_{d50}, es el 50% del incremento del esfuerzo axial máximo p_{df}, con el cual se alcanza la falla plástica de la probeta, representada por el punto *F*. La pendiente de la recta secante es el valor medio de la *relación esfuerzo/deformación*, p_d/ε, en la rama ascendente de la curva. Esta abstracción es aceptable, sobre todo, en la parte inferior de la rama ascendente, puesto que, al seleccionar la capacidad de carga admisible para una cimentación apoyada sobre arcilla se usa un factor de seguridad no menor de tres, referido a la condición de falla plástica del

suelo; esto implica que el incremento de presión aplicada por la cimentación p_a, será menor que p_{d50}, valor que se encuentra claramente dentro del intervalo *prácticamente lineal* de la curva. De esta manera, *aceptando la linearidad de la relación esfuerzo–deformación de las arcillas saturadas*, en compresión no drenada, es válido considerarlas como materiales de comportamiento *elástico (lineal)* ante la aplicación de cargas rápidas, por lo que puede hablarse de un *módulo de elasticidad no drenado* E_u, cuyo valor varía para cada suelo y tiene la expresión:

$$E_u = \frac{p_{d50}}{\varepsilon_{50}} \qquad (2\text{–}22)$$

En la que:

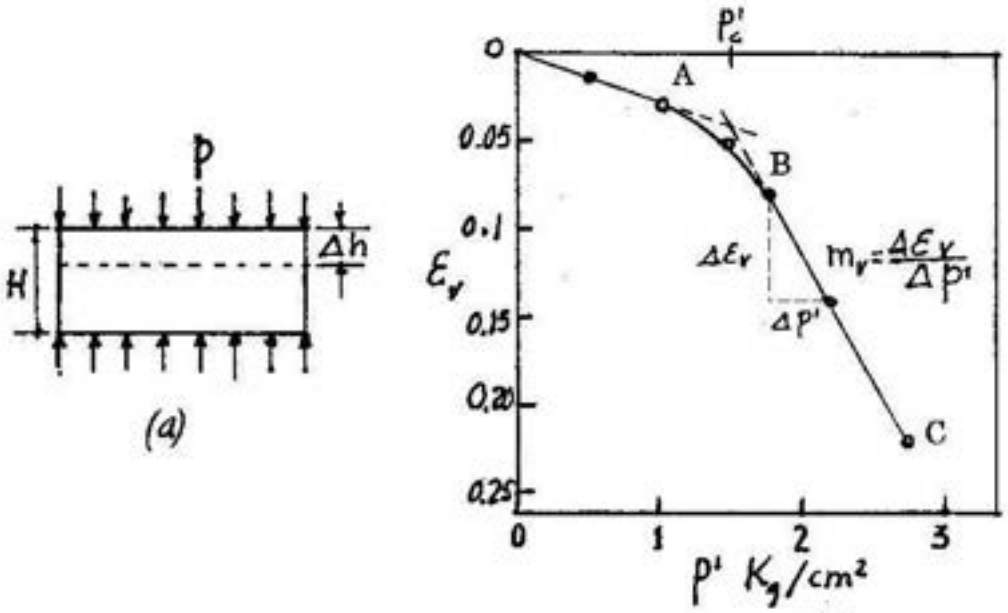
- E_u Módulo de elasticidad para el suelo no drenado, también llamado módulo de deformabilidad sin cambio de volumen, expresado en kg/cm^2
- p_{d50} 50% del esfuerzo desviador axial máximo p_{df}, que produce la falla del suelo, en kg/cm^2
- ε_{50} Deformación axial unitaria correspondiente al esfuerzo desviador medio p_{d50}

La *idealización lineal de la relación esfuerzo/deformación* de las arcillas saturadas, en compresión no drenada, permite tratarlas como *materiales elásticos ideales* y aplicar las ecuaciones de la *teoría de la elasticidad* al cálculo de los esfuerzos y deformaciones inmediatas de una masa de suelo de esta clase causados por un incremento de presión vertical aplicado por una cimentación somera.

Deformabilidad lenta con cambio de volumen

Esta propiedad de las arcillas se mide en el laboratorio con pruebas de compresibilidad uniaxial, efectuados en el consolidómetro, también conocido con el nombre de edómetro *(capítulo 1–6)*. En este aparato se somete a compresión axial un espécimen inalterado de arcilla saturada, permitiéndole la salida del agua de los poros del suelo a medida que se reduce el volumen de los poros. El espécimen de arcilla es un cilindro de 2 *cm* de altura H, y una base cuya área es de 50 cm^2, que se coloca dentro de un anillo metálico del mismo diámetro que el del cilindro de suelo, el cual está protegido en sus bases por discos de piedra porosa que le sirven de filtros, a la vez que aplican al suelo una presión axial

uniforme, como se muestra esquemáticamente en el diagrama de la figura *2–19a*.



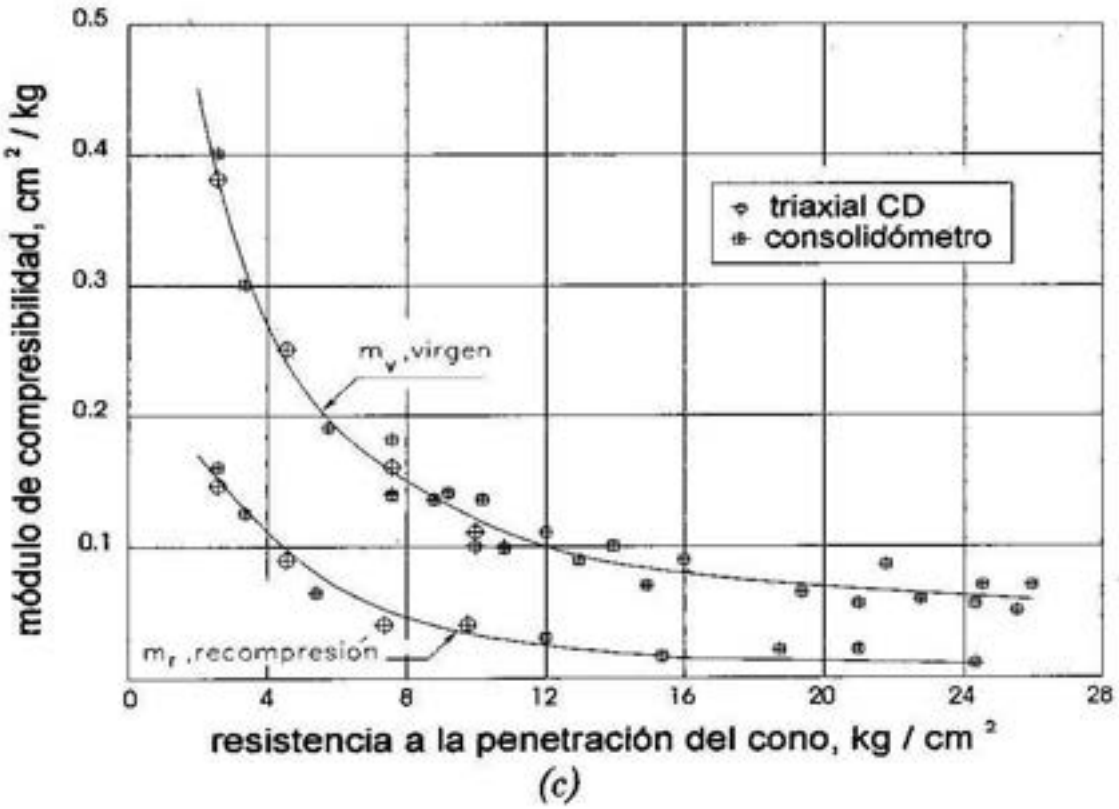


Figura 2-19. *Compresibilidad de arcillas del Valle de México relacionada con su resistencia al cono eléctrico*

La prueba se desarrolla aplicando presión axial al espécimen de suelo en incrementos sucesivos, midiendo, para cada incremento de presión, la disminución de la altura ΔH del espécimen a intervalos de tiempo, a la vez que se permite la salida del agua expulsada de los poros; el siguiente incremento de presión se aplica cuando la velocidad de la deformación axial bajo el incremento anterior es prácticamente nula, lo cual se logra, generalmente, en un período de 24 horas.

Puesto que el espécimen de arcilla está confinado lateralmente por el anillo rígido, el desplazamiento se produce solamente en la dirección axial. Es recomendable incrementar la presión axial con una secuencia como la siguiente: 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 6.0 y 8.0 kg/cm^2, para obtener una mejor representación gráfica de la relación entre la presión aplicada y la deformación volumétrica axial medida. Al finalizar la prueba se tiene una serie de pares de valores: por un lado, la presión intergranular efectiva p' al finalizar el proceso de consolidación del espécimen de arcilla bajo cada incremento de presión, y por el otro los correspondientes valores de la deformación axial unitaria, $\varepsilon_v = \Delta H/H$, acumulada, para cada uno de los valores de presión efectiva. Con estos valores se traza la gráfica *esfuerzo–deformación unitaria* que se muestra al lado derecho de la figura *2–19b*. En el eje vertical, en el sentido descendente para simular la dirección del asentamiento, se presenta la deformación volumétrica unitaria $\varepsilon_v = \Delta H/H$ y en el eje horizontal los valores correspondientes al esfuerzo efectivo de compresión axial p', en kg/cm^2. *Obsérvese que en ambos ejes de coordenadas se presentan los valores en escala aritmética.*

En la gráfica se ven dos líneas rectas: *OA* y *BC* unidas por un segmento curvo *AB*. La línea *OA* define lo que se conoce como el *intervalo de recompresión* del espécimen de suelo y la línea *BC* es el *intervalo virgen* de la curva de compresibilidad del suelo; la intersección de ambas rectas define la *presión de preconsolidación* p'_c.

Debe notarse que, en las arcillas del Valle de México, las rectas cubren un intervalo de deformación volumétrica que alcanza desde 22% hasta 30% de la altura del espécimen de prueba. Otras arcillas, provenientes de depósitos marinos de la costa del Pacífico y depósitos fluviales de la costa del Golfo de México, muestran también este comportamiento lineal

hasta deformaciones de 18%. (*Véase el capítulo 1–7 Compresibilidad y consolidación de suelos en la Sección 1). Dentro de este intervalo de comportamiento lineal del suelo se encuentran la gran mayoría de los casos prácticos de asentamiento diferido de cimentaciones que pueden interesar al Ingeniero.* Pocos serán aquellos problemas que se ubiquen en la zona no lineal del segmento *CD*. De aquí se concluye que, *todos aquellos casos en los que los esfuerzos efectivos estén comprendidos dentro del intervalo de comportamiento lineal del suelo pueden también ser tratados, en forma simple, con las ecuaciones de la teoría de la elasticidad.*

Módulos de deformación volumétrica

La deformabilidad de las arcillas debida a cambio de volumen se expresa por el *módulo de compresibilidad volumétrica* m_v, cuyo significado físico ilustra la figura *2–19b*. El módulo m_v, para la *rama virgen* de la gráfica de compresibilidad *BC*, se llama *módulo de compresibilidad virgen* y se define por la relación:

$$m_v = \Delta\varepsilon_v / \Delta p' \qquad (2\text{–}23)$$

En la *rama de recompresión*, línea *OA*, esta relación se llama *módulo de compresibilidad en recompresión*, m_r, y se expresa por:

$$m_r = \Delta\varepsilon_r / \Delta p' \qquad (2\text{–}23a)$$

Puede verse que estos *módulos de deformación volumétrica* se expresan en cm^2/kg.

Ambos módulos de compresibilidad, del tramo virgen y de recompresión, han sido correlacionados experimentalmente con la resistencia a la penetración del cono eléctrico en las arcillas del Valle de México, como se observa en la figura *2-19c*. Esta correlación se obtuvo inicialmente de los valores promedio de la resistencia a la compresión simple obtenidos por Marsal y Mazari[21]; posteriormente, ha sido ajustada y corregida en función de datos experimentales que incluyen determinaciones de la resistencia en pruebas triaxiales no drenadas. *Esta correlación es una manera aproximada de estimar los módulos de compresibilidad.*

Cálculo del asentamiento inmediato ρ_i

Se ha explicado que el asentamiento inmediato de una arcilla saturada es consecuencia de su deformación sin cambio de volumen, y que la relación entre el incremento de esfuerzo vertical *(esfuerzo desviador)* y la deformación axial unitaria es prácticamente lineal, según la ecuación *(2–22)*; por tanto, la magnitud del asentamiento inmediato ρ_i de una cimentación somera puede ser calculada mediante ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad. K.E. Egorov[29] propuso una solución para el asentamiento inmediato de cimentaciones rectangulares con carga uniforme, considerando dos tipos de cimentación: *flexible y rígida.*

Cimentación flexible

La solución se basa en las siguientes premisas:

- Cimentación rectangular flexible, de ancho B y longitud L.
- Presión uniforme q_m, aplicada en la superficie del terreno.
- Estrato compresible horizontal, de espesor Z, de material elástico, homogéneo e isótropo, apoyado sobre una base rígida.

La ecuación de Egorov para este caso tiene la siguiente expresión:

$$\rho_i = \frac{1-\nu^2}{E_u} p_m B F_f \qquad (2\text{–}24)$$

En la que:

- ρ_i Asentamiento máximo al centro del área cargada
- ν Relación de Poisson (0.5 para arcilla saturada, sin cambio de volumen)
- E_u Valor medio del módulo de deformación lineal, sin cambio de volumen, de la arcilla saturada, determinado en prueba triaxial no drenada
- p_m Presión uniforme aplicada a la superficie del terreno
- B Ancho de la cimentación
- F_f Factor de forma para una cimentación flexible (factor de influencia), cuyo valor se muestra en la figura *2–20a*, como función de las relaciones geométricas L/B y Z/B.

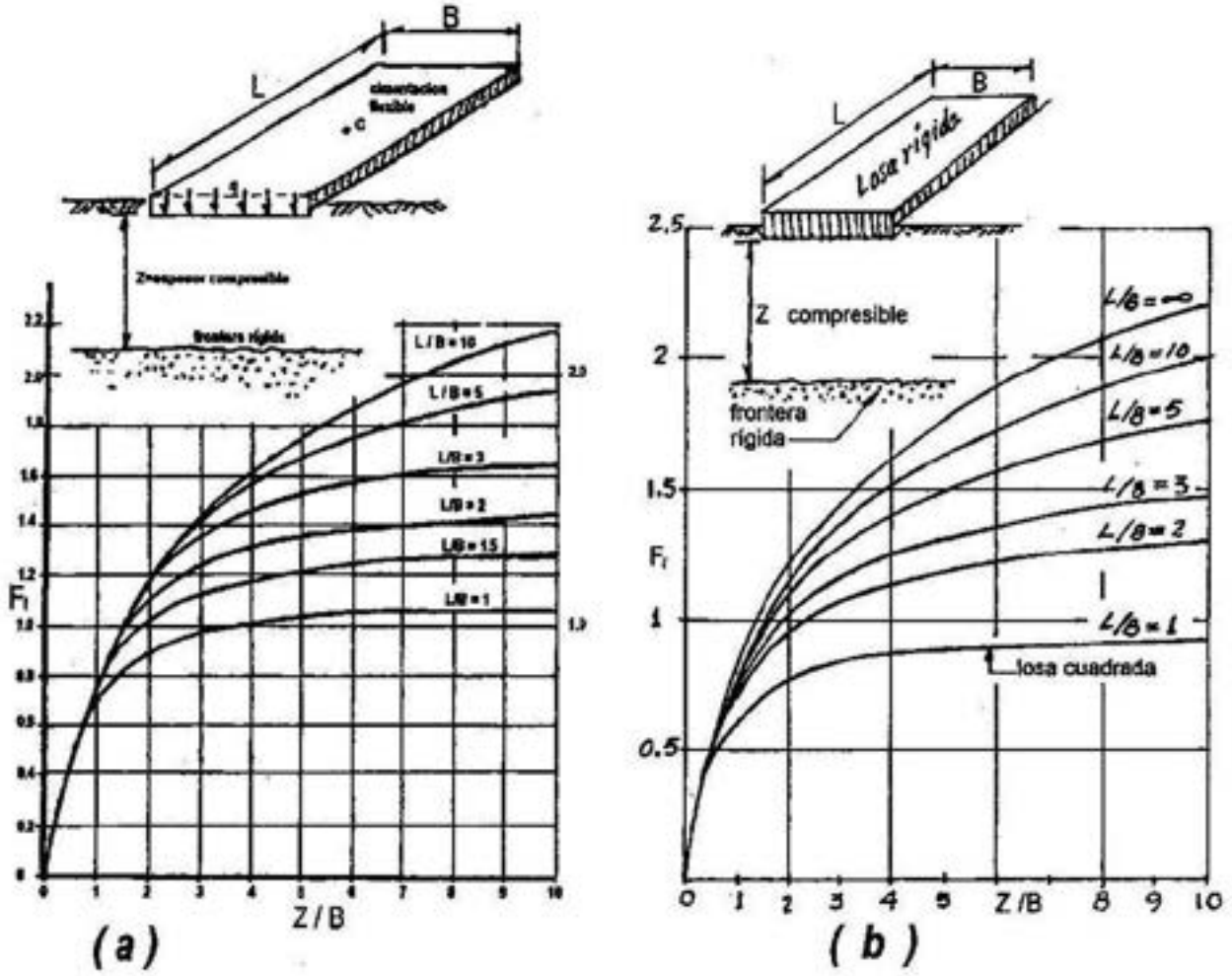


Figura 2-20. *Factor de forma de Egorov, (a) para cimentación flexible, (b) para cimentación rígida*

Cimentación rígida

La ecuación de Egorov para el caso de cimentación rígida tiene la misma forma que la ecuación para la cimentación flexible, pero el factor de forma, F_r, adquiere valores diferentes, que se muestran en las gráficas de la figura *2–20b*, dibujadas también a partir de los valores dados por Egorov[29]. En este caso, p_m es la presión media aplicada en la superficie, $p_m=P_e/BL$; siendo P_e el peso de la estructura.

Cálculo del asentamiento diferido

El asentamiento diferido está siempre asociado a la reducción del volumen de la masa de arcilla y a la expulsión del agua de los poros. La gráfica de compresibilidad de la figura *2–19b* muestra que, la relación entre los incrementos del esfuerzo vertical efectivo $\Delta p'$ y de la deformación volumétrica unitaria $\Delta\varepsilon_v$ *es una ley lineal cuya pendiente se expresa por:*

$$E_v = \Delta p' / \Delta\varepsilon_v \qquad (2\text{-}24a)$$

Que es el *módulo de deformación lineal con cambio de volumen*, el cual sigue *leyes lineales* antes y después de la presión de preconsolidación p'_c, para un amplio intervalo de la deformación volumétrica. Por tanto, para el cálculo del asentamiento diferido ρ_d, *dentro de este intervalo práctico de comportamiento lineal, puede emplearse también la ecuación de Egorov (2–24).* En tal caso, la condición de *deformación con cambio de volumen* implica que, la relación de Poisson es nula, $\nu = 0$, y que la constante de proporcionalidad lineal entre el esfuerzo y la deformación volumétrica es E_v, en lugar de E_u. Substituyendo estos valores en la ecuación *(2–24)*, así como el valor de la presión total p_m por la presión efectiva p'_m, se obtiene la siguiente versión de esta ecuación para el asentamiento diferido, ρ_d:

$$\rho_d = \frac{1}{E_v} p'_m BF \qquad (2\text{–}25)$$

De la ecuación *(2–23)* se tiene: $\dfrac{1}{E_v} = \dfrac{1}{\dfrac{\Delta p'_m}{\Delta\varepsilon_v}} = m_v$

Substituyendo en (2-25) se obtiene:

$$\rho_d = m_v\, p'_m\, BF \qquad (2\text{–}25a)$$

En esta ecuación:

m_v Módulo de compresibilidad volumétrica, que puede ser m_r o m_v, según que la presión p'_m se encuentre en el intervalo de recompresión o en el intervalo virgen de la curva de compresibilidad de la arcilla mostrada en la figura *2–18b*

F Factor de forma de Egorov, contenido en las figuras *2–20a y 2–20b*. Este factor es independiente del valor de la relación

de Poisson ν, y depende solo de la rigidez y la geometría de la cimentación. Puede tener el valor F_f o F_r, para cimentación flexible o rígida.

Arcillas normalmente consolidadas

Cuando se tienen arcillas normalmente consolidadas bajo la cimentación, el incremento de presión efectiva p'_m estará *dentro de la rama virgen de la gráfica de compresibilidad.* En este caso, se emplea el módulo de compresibilidad virgen m_v, y la ecuación tiene la expresión siguiente:

$$\rho_s = m_v p'_m BF \qquad (2\text{–}25a)$$

Donde: F puede ser F_f o F_r, si la cimentación es flexible o rígida, respectivamente.

Arcillas preconsolidadas

Si la arcilla sobre la cual se apoya la cimentación ha sido preconsolidada a una presión p'_c, mayor que la presión efectiva debida al peso propio del suelo p'_o, de magnitud tal que el incremento de presión p'_m, inducido por la cimentación, quede aún dentro de la zona de recompresión de la gráfica de compresibilidad de la arcilla, se empleará en el cálculo el valor del módulo de compresibilidad en recompresión m_r, y la ecuación del asentamiento diferido será:

$$\rho_s = m_r q_m BF \qquad (2\text{–}25b)$$

Ejemplos

Se describen a continuación dos casos que ilustran el uso de estas ecuaciones: el primero es la cimentación de las columnas de una nave industrial con estructura de acero, a base de zapatas cuadradas rígidas, desplantadas sobre un estrato de *arcilla preconsolidada*, y el segundo el de un cajón de cimentación rígido, para un edificio de 6 niveles, apoyado en depósitos de *arcilla blanda normalmente consolidada*, de gran espesor.

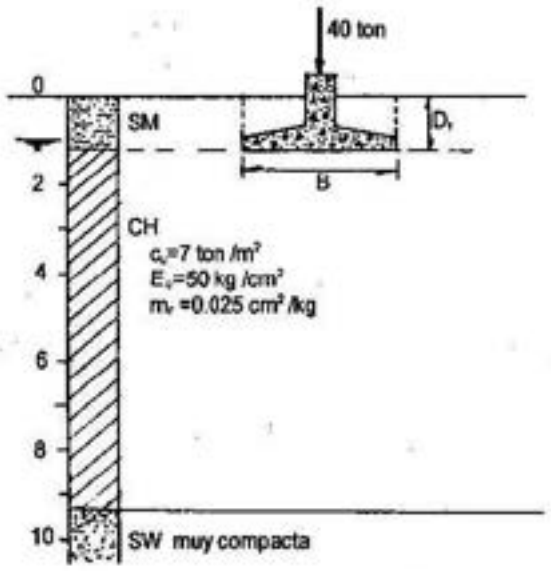


Figura 2-21. *Zapata cuadrada en arcilla preconsolidada*

Zapatas cuadradas en arcilla preconsolidada

Una nave industrial con estructura de marcos rígidos de acero y claros de 8 m, lleva una grúa viajera; la carga de cada columna es $P_e = 40\ ton$. El perfil del suelo del sitio, que muestra la figura *2–21*, está formado por un estrato de limo arenoso de baja plasticidad (*ML*) con espesor de 1.2 *m* y peso volumétrico de 1.6 ton/m^3, bajo el cual se tiene un estrato, con 8.1 *m* de espesor, de arcilla saturada *CH*, homogénea, preconsolidada a una presión $p'_c = 2.4\ kg/cm^2$, cuyas propiedades mecánicas promedio son:

Cohesión en prueba triaxial no drenada,	$c_u = 7\ ton/m^2$
Módulo de elasticidad no drenado,	$E_u = 50\ kg/cm^2$.
Módulo de compresibilidad en recompresión,	$m_r = 0.025\ cm^2/kg$.

Bajo la arcilla se encuentran depósitos de arena y gravas bien graduadas *SW*, muy compactas y de gran espesor, de compresibilidad despreciable.

Las zapatas estarán desplantadas a 1.2 *m* de profundidad, donde se detectó el nivel freático. Se requiere definir el ancho *B* de las zapatas cuadradas y calcular el asentamiento total.

Capacidad de carga admisible

$$p_a = (c\,N_c + \gamma D_f)/FS$$

Se requiere el valor de $N_c = 5.14\,(1+0.2B/L)(1+0.2D_f/B)$.

Para zapata cuadrada, $B/L=1$, y suponiendo $D_f=0$, se tiene que $N_c = 6.2$; considerando $FS = 4$, resulta que:

$$p_a = (7x6.2 + 1.6x1.2)\ /4 = 11.3\ ton/m^2$$

Para esta presión admisible, el ancho mínimo de la zapata cuadrada, por capacidad de carga del suelo es:

$$B = \sqrt{\frac{P_e}{q_a}}; \quad B = \sqrt{\frac{40}{11.3}} = 1.88\ m; \quad tomar \quad B = 1.90\ m.$$

Asentamiento inmediato

$$\rho_i = \frac{1-\nu^2}{E_s} q_a B F_r$$

Determinación de F_r:

$$H/B = 8.1/1.9 = 4.3 \qquad y \quad L/B = 1$$

De las gráficas de la figura *2–20b*, para cimentación rígida, $F_r = 0.87$; para deformación a volumen constante, $\nu = 0.5$;

Substituyendo: $$\rho_i = \frac{1-0.5^2}{50} \times 1.13 \times 190 \times 0.87 = 2.8\,cm$$

Asentamiento diferido

$$\rho_d = m_r\, p'_a\, B\, F_r$$

Substituyendo valores: $$\rho_d = 0.025 \times 1.13 \times 190 \times 0.87 = 4.7\,cm$$

Asentamiento total

$$\rho_t = 2.8 + 4.7 = 7.5\ cm$$

El asentamiento admisible para una grúa viajera, según la tabla *(2–3) del capítulo 2–3*, es de 0.006x800 = 4.8 cm, por lo que *se requiere una nueva dimensión de zapata para este asentamiento.*

Ancho de la zapata para $\rho_t = 4.8\ cm$

El asentamiento total se puede expresar como sigue:

$$\rho_t = \left(\frac{1-\nu^2}{E_u} + m_r\right) p_m B F_r$$

Pero, $$p_m B = \frac{P_t}{B^2} B = \frac{P_t}{B}$$

Entonces: $$\left(\frac{1-\nu^2}{E_u} + m_r\right)\frac{P_t}{B} F_r = \rho_t$$

Substituyendo: $$\left(\frac{0.75}{50} + 0.025\right)\frac{P_t}{B} F_r = 0.04 \times 0.87 \frac{40000}{B} = 4.8cm$$

Despejando se tiene $B = 290\ cm;$ *Se recomienda* $B = 2.90\ m.$

El asentamiento diferido sería ahora de:

$$\rho_d = 0.025(40000/290)0.87 = 3.0\ cm$$

El inmediato, $\rho_i = (0.75/50)(40000/290)0.87 = 1.8\ cm$

De los cuales, *1.8 cm* ocurrirían durante la construcción.

Cajón rectangular rígido en arcilla normalmente consolidada

Un edificio de 6 niveles, con estructura de concreto y cimentado en un cajón rectangular rígido, de 15 *m* de ancho y 45 *m* de longitud, se desplantará a 5 *m* de profundidad, como se muestra en la figura *2-22.*

Perfil del suelo

El perfil del suelo está formado por un estrato superficial de limo arenoso *ML*, con espesor de 5 *m*, peso natural de 1.4 ton/m^3, bajo el cual

se encuentra un depósito de arcilla lacustre blanda, de alta plasticidad, *CH*, saturada y normalmente consolidada, cuyo espesor es de 27 *m*; la cual descansa sobre un depósito aluvial de arenas limosas muy compactas, *SP*, de gran espesor y de muy baja compresibilidad en comparación con la arcilla. El nivel freático se encuentra a 3.5 m de profundidad.

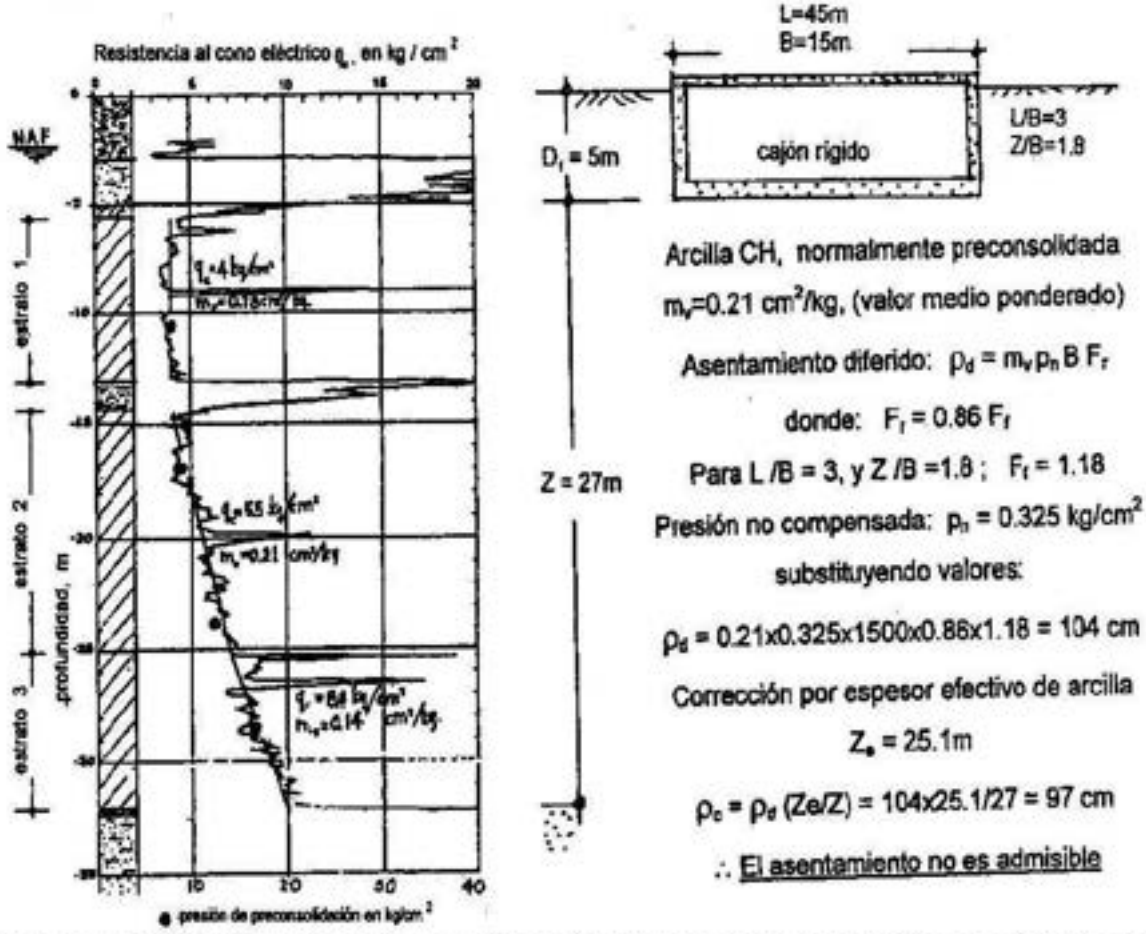


Figura 2-22. *Asentamiento diferido de una cimentación rectangular rígida*

En la gráfica del lado derecho de la figura *2–22* se muestra, con línea continua, la variación de la presión vertical intergranular (*efectiva*) p'_o, obtenida de la expresión $p'_o = \gamma_s z - u_z$; en la que:

γ_s Peso volumétrico saturado promedio del suelo
z Profundidad del punto considerado
u_z Presión de poro a la profundidad z, medida en piezómetros

Se observan en la misma gráfica tres pequeños círculos que representan los valores de la presión de preconsolidación p'_c, obtenidos en pruebas de consolidación uniaxial practicadas en especímenes inalterados de la arcilla extraídos de las profundidades indicadas por los mismos puntos.

Nótese que las presiones de preconsolidación coinciden, prácticamente, con las presiones intergranulares producidas por el peso propio del suelo, por lo que se comprueba que se trata de *arcilla normalmente consolidada*. Esto implica que cualquier incremento de presión inducido por la carga de la cimentación estará ubicado dentro de *la zona virgen de la curva de compresibilidad* y deberá emplearse en los cálculos de asentamientos el valor del *módulo de compresibilidad virgen* m_v.

Propiedades mecánicas de la arcilla

Peso volumétrico saturado	$\gamma_s = 1.15\ ton/m^3$
Resistencia no drenada	$c_u = 2.5\ ton/m^2$
Compresibilidad en la rama virgen	$m_v = 0.21\ cm^2/kg$
Módulo de elasticidad no drenado	$E_u = 20\ kg/cm^2$

Cargas de la estructura y el suelo

Presión media total de estructura y cimentación $p_e = 10.25\ ton/m^2$

Presión compensada por excavación al nivel del desplante

$$p_o = \gamma D_f = 1.4 \times 5 = 7.0\ ton/m^2$$

Presión neta aplicada al suelo $p_n = p_e - p_o = 3.25\ ton/m^2$

Verificación de la capacidad de carga del suelo

Substituyendo en la ecuación *(2–2d)*:

$$N_c = 5.14(1+0.2 \times 15/45)(1+0.2 \times 5/15) = 5.8$$

Capacidad neta admisible p_{na}

De la ecuación *(2–8)*:

$$p_{na} = 2.5 \times 5.8/4 = 5.0\ ton/m^2 > 3.25\ ton/m^2$$

Por tanto: $p_{na} > p_n$

Cálculo de asentamientos

Obtención del valor del factor de forma F_r:

$L/B = 45/15 = 3; \quad H/B = 27/15 = 1.8;$

De la figura *2–20b:* $F_r = 1.0$

Asentamiento inmediato:

Substituyendo valores en la ecuación *(2–24)*:

$$\rho_i = \frac{1-0.5^2}{20} \times 0.325 \times 1500 \times 1.0 = 18.3\ cm$$

Asentamiento diferido:

De la ecuación *(2-25a)*:

$$\rho_d = 0.21 \times 0.325 \times 1500 \times 1.0 = 102\ cm$$

Asentamiento final:

$$\rho_f = \rho_i + \rho_d = 120.3\ cm$$

Es evidente que este asentamiento es inadmisible.

Se observa, en este caso particular, *que el asentamiento inmediato es apenas el 1.3% del asentamiento final*, por lo que frecuentemente se omite su cálculo en la práctica de las cimentaciones en el Valle de México.

Soluciones posibles

Básicamente dos:

Alternativa 1)

Profundizar el desplante del cajón de cimentación hasta lograr que el peso del suelo excavado sea igual al peso total de la estructura, incluyendo el peso adicional por el incremento de la altura de muros y columnas del propio cajón.

Este tipo de solución es conocido como *cimentación totalmente compensada*, en la cual la presión neta p_n, inducida al suelo, es nula y por tanto el asentamiento será, teórica-mente, nulo. Sin embargo, en la práctica, al excavar se produce la expansión del fondo de.la excavación; expansión que se recupera en forma de asentamiento al volver a aplicar

la carga de la estructura. Por ello es de interés evaluar la magnitud de las expansiones que se producen al excavar para comprender la importancia relativa de los factores que las generan y diseñar el proceso de la excavación de manera que permita reducir su magnitud a valores tolerables para el buen comportamiento de la estructura durante la construcción y en el largo plazo.

El análisis de la expansión del fondo de la excavación se describe en el *capítulo 3–6.*

Determinación de la nueva profundidad del desplante para lograr la compensación total de la carga.

Estimando que el incremento de peso de la nueva cimentación sea de 0.6 ton/m^2, la presión total a compensar p_e sería:

$$p_e = 8.5 + 0.6 = 9.1\ ton/m^2 = \gamma D_f$$

El incremento de la profundidad del desplante necesaria sería:

$$\gamma D_{fn} = 1.4 \times 3.5 + 1.15\ \Delta D = 9.1$$

De donde: $\Delta D = 3.65\ m$

Profundidad final:

$$D_{fn} = 3.65 + 3.5 = 7.15\ m$$

Alternativa 2)

Apoyar el cajón de cimentación sobre pilotes o pilas, para transferir las cargas de la estructura a estratos más profundos de menor compresibilidad. Este tema se presenta en los *capítulos 2–5, 2–6* y *2–7,* que tratan sobre *Cimentaciones Profundas.*

Asentamientos en suelos estratificados

Cuando el perfil del suelo está formado por una sucesión de estratos de muy diferente compresibilidad y espesor, como ocurre en depósitos fluviales o fluvio-lacustres, la ecuación de Egorov para el cálculo de asentamientos no da resultados satisfactorios, puesto que ha sido

deducida para suelos homogéneos. Se hace entonces necesario recurrir a otro método un poco más laborioso que se describe a continuación.

Cálculo del asentamiento por capas de suelo

El asentamiento de un punto cualquiera de la superficie bajo una carga uniforme, en un suelo estratificado, puede expresarse como la suma de los asentamientos parciales de cada una de las capas de suelo que forman el perfil, a lo largo de la vertical que pasa por el punto considerado. El asentamiento de una capa de suelo puede expresarse por:

$$\rho_j = m_{vj}\, p'_j\, h_j$$

Donde:

- ρ_j Reducción del espesor de la capa j, en cm
- m_{vj} Módulo de compresibilidad promedio para la capa j, en cm^2/kg
- p'_j Incremento de presión vertical efectiva inducido por la carga superficial a la profundidad media de la capa j, en kg/cm^2
- h_j Espesor de la capa j, en cm

Es evidente que, para aplicar estas ecuaciones a cualquier caso particular, es necesario conocer el espesor y la compresibilidad media de cada capa de suelo involucrada; estas dos propiedades del suelo son determinadas en los estudios de campo y laboratorio efectuados para el sitio particular; en tanto que, el incremento de presión vertical p'_j, inducido por la carga de una cimentación somera a cualquier profundidad j, se determina analíticamente con métodos derivados de la teoría de la elasticidad, como se explica a continuación.

Distribución de la presión vertical bajo un área cargada

En seguida se describen algunas de las soluciones más simples de la teoría de la elasticidad empleadas para determinar la distribución de la presión vertical en una masa de suelo bajo la acción de cargas superficiales, haciendo énfasis en los conceptos básicos del problema y en su aplicación práctica, sin entrar en la demostración matemática (Juárez B. y Rico R. [30]).

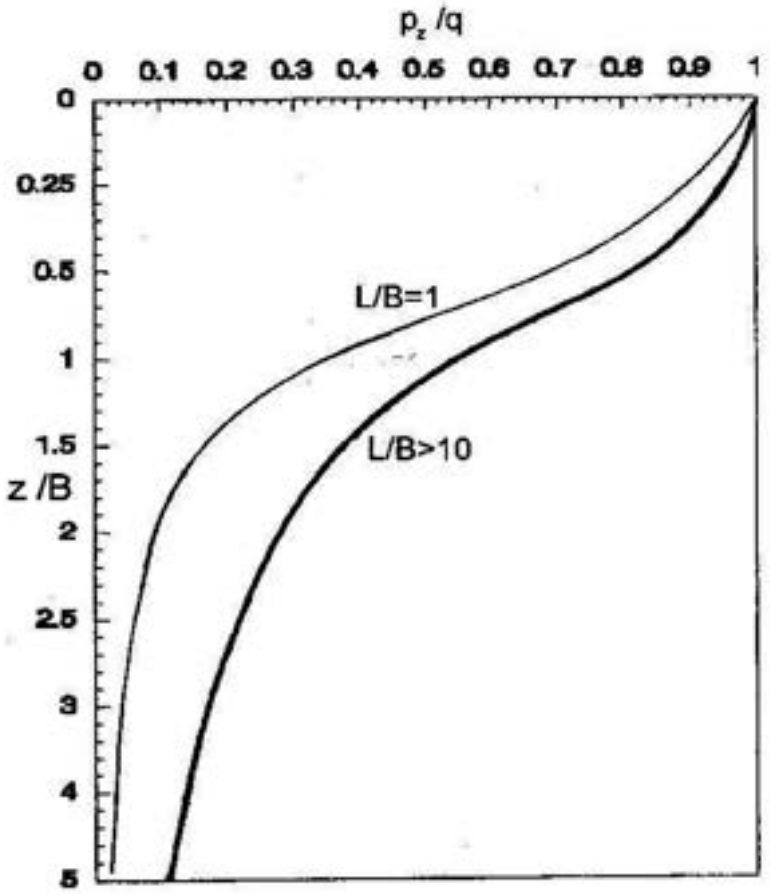


Figura 2-23. *Distribución de presiones verticales bajo el centro de un área uniformemente cargada, según Boussinesq, aplicada al cálculo de asentamientos*

La figura *2-23* presenta dos gráficas que muestran la variación de la presión vertical p'_z con la profundidad z bajo el centro de una losa rectangular flexible que soporta una carga uniforme, apoyada en la superficie de un suelo estratificado. Esta es una solución analítica de la teoría de la elasticidad para el caso de una presión uniforme aplicada en la superficie horizontal de un suelo homogéneo, elástico, isótropo y semi-infinito La línea horizontal representa la superficie del terreno sobre el que se apoya la losa rectangular de ancho B y longitud L, a la que se aplica una carga uniforme de intensidad q. El eje vertical pasa por el centro del área cargada. En este eje vertical se representa, a escala, la profundidad z, expresada como una relación z/B; sobre el eje horizontal, se representa el valor de la presión vertical, expresada por la relación p'_z/q. La curva punteada muestra la variación de la presión vertical bajo el centro de una losa cuadrada cuya relación $L/B = 1$; en tanto que,

la curva continua corresponde al caso de una losa cuya relación de esbeltez sea $L/B > 10$, que coincide prácticamente con el caso de una losa de longitud infinita y ancho B, cuya relación $L/B=\infty$. Para una losa con relación L/B comprendida entre 1 y 10, puede interpolarse gráficamente entre ambas curvas.

Se observa que a una profundidad z mayor de $4B$, la presión vertical, inducida por una losa infinita, ha disminuido ya al 10% de la intensidad de la presión superficial aplicada q; más allá de esta profundidad se considera que el valor del asentamiento adicional correspondiente es despreciable.

La obtención de estas gráficas se basa en la ecuación desarrollada por Westergard para el caso de una carga concentrada; esta ecuación fue aplicada después por Newmark, y otros investigadores de la teoría de la elasticidad, a diversos casos de cargas superficiales distribuidas. Westergard consideró para su modelo analítico un material elástico, homogéneo, isótropo y de profundidad infinita, en el que la relación de Poisson es nula; es decir, $\nu = 0$, que representa a un suelo compresible estratificado ideal, que no se expande lateralmente. Para mayores detalles se recomienda consultar a Juárez, B., Rico, R. [30].

Para ilustrar la aplicación de estos conceptos se describe en seguida un caso particular.

Ejemplo

Objetivo

Se requiere calcular el asentamiento diferido en el centro de una losa rectangular flexible, uniformemente cargada, apoyada en la superficie de un depósito de suelos deltaicos estratificados. La losa tiene las siguientes características:

Dimensiones:	*ancho* $B = 10$ *m*, *longitud* $L = 60$ *m*
Presión uniforme:	$p_e = 10\ ton/m^2$

El estudio geotécnico del sitio proporcionó la siguiente información.

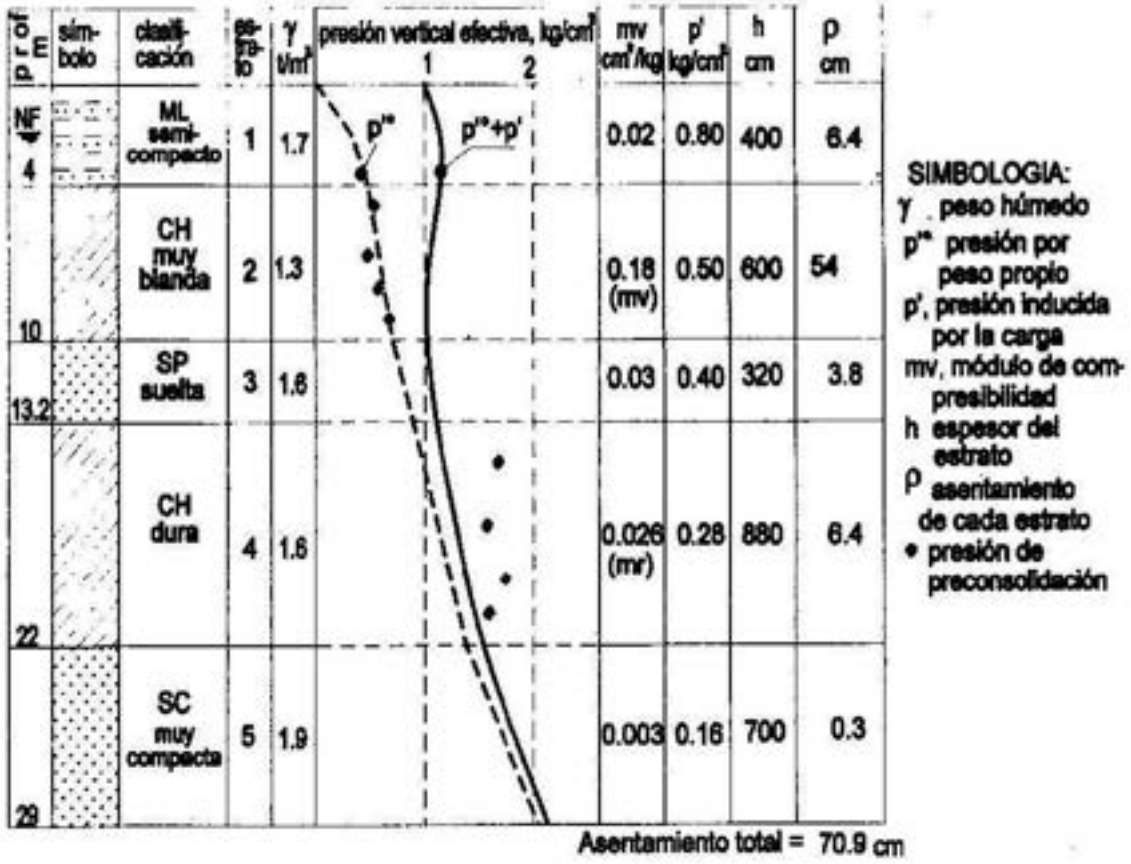


Figura 2-24. *Asentamiento al centro de una losa flexible, de 10 m de ancho y 60 m de longitud, uniformemente cargada con 10 ton/m²*

Estratigrafía

En el sitio del presente ejemplo, la exploración geotécnica reveló un perfil estratigráfico similar al que muestra la figura *2-24*. Se identifican en este perfil *dos depósitos deltaicos de diferente edad*. En la parte inferior del perfil se encuentra un estrato de arenas arcillosas *(SC) de estructura muy compacta*, sobre el cual descansa otro estrato de arcilla dura de alta plasticidad *(CH), fuertemente preconsolidada*; ambos estratos de suelo pertenecen a un *antiguo delta* que fue parcialmente erosionado al descender el nivel del mar durante la última glaciación. Al fundirse los casquetes polares, el nivel del mar subió nuevamente y el delta antiguo fue cubierto *por un nuevo depósito deltaico*, en el que también se presentan depósitos interestratificados de arena fina limosa *(SP)* y de limo arenoso *(ML), de estructura suelta a semicompacta*, así como estratos de arcilla blanda *(CH), normalmente consolidada* bajo el peso propio de los suelos que forman el perfil; por tanto, la

compresibilidad de esta arcilla es mayor que la del delta antiguo.

Durante los estudios de campo se obtuvieron muestras inalteradas de las arcillas, con tubo Shelby, y muestras alteradas de los estratos de arena y limo arenoso mediante el tubo muestreador de pared gruesa, registrando la resistencia a la penetración estándar, determinada por el número de golpes necesarios para hincar el muestreador en una profundidad de 30 *cm*. Además, se recuperaron algunas muestras representativas del estrato más profundo de arena arcillosa, mediante un tubo Shelby dentado, hincado a rotación y presión. En el laboratorio se determinó el módulo de compresibilidad de las muestras inalteradas de arcilla y de arena arcillosa; en tanto que la compresibilidad de la arena y del limo arenoso se estimó por correlación de esta propiedad con la compacidad relativa, deducida de la resistencia a la penetración estándar que muestra la figura *2–13a*.

La figura *2–24* muestra el perfil estratigráfico del suelo en el que se representa cada estrato por un símbolo gráfico, complementado por el símbolo literal correspondiente al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (*SUCS*) y una breve descripción de la compacidad de los estratos de suelos granulares, o de la consistencia de los estratos de arcilla. A continuación se describen brevemente las características y propiedades de cada estrato.

Estrato 1.- Limo con arena fina (*ML*), de compacidad suelta, con resistencia a la penetración $N = 12$ *golpes*, módulo de compresibilidad promedio $m_v = 0.02\ cm^2/kg$, y espesor de *400 cm*.
Estrato 2.- Arcilla blanda de alta plasticidad (*CH*), con espesor de *600 cm*. En el diagrama de distribución de presiones efectivas se observa que la presión de preconsolidación p'_c es similar a la presión vertical efectiva natural p'_o, representada por la línea punteada; lo que indica que se trata de una arcilla normalmente consolidada bajo el peso propio de los suelos del perfil. Esta línea punteada se traza calculando la presión efectiva natural p'_{oj} a la profundidad del lecho inferior de cada estrato, mediante la expresión:

$$p'_{oj} = \left(\sum_{j=1}^{j} \gamma_j h_j \right) - u$$

En la que:

γ_j Peso volumétrico medio del suelo del estrato j
h_j Espesor del estrato j
u_j Presión de poro en la base del estrato j

Por ejemplo: la presión p'_{02} en la base del estrato 2 vale:
$p'_{02} = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) - u_2 = (1.6x4 + 1.3x6) - 8 = 6.2\ ton/m^2 = 0.62\ kg/cm^2$.

La curva en línea continua representa la variación, con la profundidad, de la presión vertical p'_z inducida por la carga superficial p_e, sumada a la presión efectiva natural p'_o. La variación de p'_z con la profundidad se obtiene mediante la gráfica de Westergard que muestra la figura *2–23*; tomando los valores de la curva correspondiente a la losa de longitud infinita, los cuales son ligeramente mayores que los de la curva que correspondería a una relación $L/B = 6$, que es el caso aquí considerado. Al observar esta curva se nota que el incremento de presión efectiva p'_2 inducido por la carga superficial en el estrato 2 se desarrolla sobre los valores de la presión de preconsolidación p'_c; es decir que, *el proceso de consolidación de la arcilla del estrato 2 tendrá lugar en la zona virgen de la curva de compresibilidad*, lo cual implica que en el cálculo del asentamiento diferido de este estrato se debe *emplear el módulo de compresibilidad virgen* m_v, que en este caso tiene un valor medio de $0.18\ cm^2/kg$.

Estrato 3.- Arena fina mal graduada (*SP*), con 17% de finos no plásticos, de estructura suelta, con resistencia a la penetración dinámica estándar $N = 14$ *golpes*, y espesor de *320 cm. Es el estrato inferior del delta nuevo.* El módulo de compresibilidad se estimó por correlación con su compacidad relativa deducida de la resistencia a la penetración estándar (figura *2–13a*), obteniéndose $m_v = 0.018\ cm^2/kg$. Debe tenerse presente que esta correlación está basada en resultados de pruebas de carga sobre placas de acero apoyadas en la superficie del terreno, libre de presión confinante alrededor del área cargada, en las que no se toma en cuenta el efecto reductor de la compresibilidad ejercido por la presión confinante; por ello se advierte que el valor de m_v estimado para los estratos 1 y 3 es ligeramente conservador.

Estrato 4.- Arcilla dura de alta plasticidad (*CH*), con espesor de 880 cm. Constituye el *límite superior del antiguo delta*, cuyos suelos se caracterizan por su *baja compresibilidad y alta resistencia.* Esta arcilla se encuentra *fuertemente preconsolidada*, como puede apreciares en los valores de las presiones de preconsolidación p'_c, que exceden a las presiones representadas en la curva (p'_o+p'); esto implica que *el incremento de presión p', inducida por la carga superficial ocurre dentro del intervalo de recompresión de la curva de compresibilidad*, por lo que debe emplearse en el cálculo del asentamiento *el módulo de compresibilidad en recompresión* $m_r = 0.026\ cm^2/kg$; se observa que este valor es el *14%* del correspondiente al estrato 2, de arcilla normalmente consolidada.

Estrato 5.- Arena de tamaño medio, arcillosa (*SC*), contiene 14% de finos de plasticidad media, es de *estructura muy compacta*, con resistencia a la penetración estándar $N = 60\ golpes$ y espesor mayor de *700 cm*, cuyo módulo de compresibilidad $m_r = 0.003\ cm^2/kg$, para presiones efectivas hasta de $2.8\ kg/cm^2$, en prueba de consolidación.

Cálculo del asentamiento por capas

La última columna de la figura *2–24* muestra los valores calculados para el asentamiento de cada uno de los estratos de suelo, obtenidos del producto de las tres columnas anteriores, que contienen los valores correspondientes del módulo de compresibilidad de cada estrato, el incremento de presión inducida al centro del espesor del estrato y el valor del espesor correspondiente.

Asentamiento total

La suma de los asentamientos individuales de cada estrato es el valor del asentamiento total producido por la carga superficial bajo el centro del área cargada; esta sumatoria es de *70.9 cm*, de los cuales el segundo estrato, que es la arcilla más compresible, aporta 54 *cm*, o sea el 76% del asentamiento total; en tanto que, la arcilla dura del cuarto estrato, que tiene menor compresibilidad, aporta el 9%. La arena arcillosa muy compacta del quinto estrato, por ser el material menos compresible del perfil y recibir solamente un incremento de presión inducida de 16% de la presión superficial aplicada, tiene una contribución despreciable de 0.4% del asentamiento total.

Comentario

Es evidente que este procedimiento de análisis del asentamiento por capas, o estratos, es igualmente aplicable al caso de un *suelo no estratificado*, razonablemente homogéneo, en el que las variaciones de compresibilidad con la profundidad puedan ser representadas por su valor promedio. Sin embargo, este caso puede ser también resuelto por la ecuación de Egorov, que ofrece una solución menos laboriosa e igualmente aproximada.

Asentamientos diferenciales

Los métodos de análisis del asentamiento anteriormente descritos, (la ecuación de Egorov y el análisis por capas), permiten calcular el asentamiento producido al centro de un área rectangular, flexible, uniformemente cargada, pero no en otro punto de la misma área. Por otra parte, la observación del comportamiento real de estructuras flexibles, o de baja rigidez, como las estructuras antiguas de mampostería, o las modernas estructuras continuas de baja altura, con dos o tres niveles y áreas relativamente grandes, indica que, aún siendo su carga uniforme, cuando están apoyadas en la superficie de suelos compresibles de gran espesor, los asentamientos producidos al centro del área son mayores que los de las esquinas y el centro de los lados del rectángulo, deformándose la estructura según una superficie curva que se asemeja a un paraboloide con la concavidad hacia arriba. Esta realidad observada puede reproducirse analíticamente con buena aproximación mediante una solución gráfica, como *el diagrama de influencia o carta de Newmark*[28] que, aunque es laborioso en su aplicación práctica, permite determinar la distribución de presiones verticales inducidas por la carga superficial uniforme en cualquier punto, dentro o fuera, de un área cargada de cualquier forma geométrica o irregular. Este tipo de análisis produce un diagrama de distribución de presiones bajo cada punto analizado, semejante en forma a las curvas de la figura *2–24*, a partir del cual se calcula el asentamiento correspondiente a ese punto, siguiendo el procedimiento de análisis por capas descrito en los párrafos anteriores.

Métodos numéricos

Otros procedimientos analíticos más refinados están basados en el *método del elemento finito,* mediante el cual se simula un medio elástico o elastoplástico, homogéneo o estratificado, isótropo o anisótropo y semi-infinito o finito, sujeto a presión uniforme o variable en la superficie. La geometría del área cargada, la distribución de la presión superficial y la variación de la compresibilidad con la profundidad son también simuladas en el modelo numérico planteado para cada caso particular; el modelo es resuelto en una computadora, para lo cual existen varios programas comerciales, como *SAP, PLAXIS, CRISP* y otros. *Pero tanto estos procedimientos numéricos como el procedimiento gráfico del diagrama de Newmark se basan en la integración de las ecuaciones de Boussinesq, o de Westergard, para cualquier forma del área cargada.* Es decir, son procedimientos diferentes para resolver el mismo problema, a partir del mismo planteamiento matemático; por lo cual sus resultados son prácticamente iguales.

Si bien, la solución numérica implica cierta complejidad, y por tanto su aplicación no es tan simple ni inmediata como el procedimiento anteriormente descrito, es valiosa cuando las características geométricas y mecánicas del problema son limitantes en el empleo de análisis gráficos.

Cimentación rectangular

Una forma simple de evaluar la importancia de los asentamientos diferenciales en una cimentación rectangular flexible, consiste en calcular los asentamientos producidos en el centro del área, las esquinas y los puntos centrales de los lados del rectángulo, lo cual puede lograrse fácilmente por comparación de los diagramas de distribución de presiones bajo tres puntos del rectángulo: el centro del área, una esquina cualquiera y el punto medio de uno de los lados largos del rectángulo, para calcular con ellos el asentamiento de la superficie en cada uno de estos puntos.

En párrafos anteriores se ha explicado cómo obtener el asentamiento en el centro del área del rectángulo, ρ_c, que es el asentamiento máximo en el rectángulo. A partir de este valor, se determina el asentamiento de una esquina, ρ_e el cual es, en el caso de profundidad Z mayor de 2 veces

el ancho de un cimiento flexible, aproximadamente la mitad del asentamiento al centro; o sea que:

$$\rho_e/\rho_c = 0.5$$

El asentamiento en el punto medio de una orilla, ρ_o, varía con la longitud L y el ancho B del rectángulo, y con el espesor del estrato compresible Z. La relación ρ_o/ρ_c varía entre 0.5 y 0.78, dependiendo de las relaciones L/B y Z/B.

Con base en las relaciones de asentamientos expresadas en los párrafos anteriores se pueden establecer dos reglas prácticas y simples:

- *El asentamiento diferencial entre una esquina y el centro de una cimentación rectangular flexible, uniformemente cargada, es la mitad del asentamiento máximo al centro del área.*
- *El asentamiento diferencial entre el punto medio de una orilla del rectángulo y el centro, varía de 0.5 a 0.22 del asentamiento máximo al centro del área, con un promedio aproximado de 0.33.*

Ejemplo:

Para ilustrar la aplicación de estos criterios simples, se muestra a continuación la estimación de los asentamientos diferenciales entre las esquinas y los puntos medios de las orillas, con respecto al centro del área, en el caso del ejemplo anterior, en el cual se calculó el asentamiento máximo al centro del rectángulo.

En la figura *2–24*, despreciando el asentamiento aportado por los materiales muy compactos que se encuentran debajo de 22 m de profundidad, el asentamiento máximo al centro del área sería:

$$\rho_c = 69.4\ cm$$

Asentamientos diferenciales estimados

El diferencial entre el centro y la esquina sería de,

$$\rho_c - \rho_e = 0.5 \times 69.4 = 34.7\ cm$$

Entre el centro y la orilla sería de,

$$\rho_c - \rho_o = 0.33 \times 69.4 = 23 \text{ cm}$$

Asentamientos diferenciales admisibles

Es práctica común considerar que, en una estructuras continuas de concreto, los incrementos de esfuerzos producidos por asentamientos diferenciales que exceden *de 0.003 del claro* no son admisibles, de acuerdo con las normas de la tabla *2–3* Por tanto, en el presente caso, podrían aceptarse, como máximo, solamente los siguientes asentamientos diferenciales:

En el sentido corto, $0.003 \times 500 \text{ cm} = 1.5 \text{ cm}$.
En el sentido largo, $0.003 \times 1500 \text{ cm} = 4.5 \text{ cm}$.

Conclusión

Los asentamientos diferenciales que se producirían en una cimentación flexible, para este caso, resultarían inadmisibles; lo cual implicaría la necesidad de adoptar otra solución de cimentación.

Capítulo 2–5.....275

Cimentaciones profundas 275

Los pilotes..... 275

Las pilas 275

Diseño geotécnico..... 276

Mecanismo de transferencia de carga de un cimiento profundo al suelo 276

Relaciones carga–asentamiento..... 280

Relación $Q_c - \rho_c$ 280

Relación $Q_p - \rho_c$ 281

Relación $Q_f - \rho_c$ 281

Conclusiones 281

Capacidad de carga de pilotes..... 282

Pilotes de fricción..... 283

Pilotes de punta..... 283

Pilotes de punta–fricción..... 283

Prueba de carga en un pilote de gran longitud..... 284

Características del pilote de prueba..... 285

Estratigrafía y propiedades del suelo..... 285

Instalación del pilote..... 285

Aplicación de la carga al pilote 286

Gráfica de carga–asentamiento 287

Carga admisible, sin fricción negativa 288

Fricción negativa..... 290

Influencia de la velocidad del desplazamiento en la fricción negativa. 291

Método analítico aplicado al pilote de prueba 294

Pilote de fricción en arcilla..... 295

Capacidad de la punta apoyada en arcilla..... 296

Prueba de carga en un pilote de fricción en arcilla **297**
Características del pilote *298*
Aplicación de la carga *299*
Estimación de la capacidad de carga de la punta *300*
Estimación de la capacidad friccionante *300*
Resistencia al corte de la arcilla saturada. *301*
Fricción en la costra superficial *302*
Recuperación de la resistencia de la arcilla remoldeada *304*
Determinación de la carga admisible **304**
Carga estática *304*
Carga dinámica *306*
Fricción negativa en pilotes de fricción **306**
Pilote sin carga *307*
Pilote con carga en la cabeza P_a *308*
Acción del sismo *309*
Comportamiento de pilotes de fricción bajo carga cíclica **309**
Aplicación de las cargas cíclicas *310*
Comportamiento de cimentaciones con pilotes de fricción bajo la acción del sismo **311**

Capítulo 2–5

Cimentaciones profundas

Este tipo de cimientos se utiliza con el propósito de trasmitir las cargas de estructuras pesadas a estratos profundos de suelos duros o rocas, que presentan alta capacidad de carga y baja compresibilidad, los cuales subyacen a estratos de arcillas blandas, o depósitos de limos o arenas en estado suelto, que poseen baja capacidad de carga y/o alta compresibilidad. Las formas más comunes de esta clase de cimentaciones son los *pilotes y las pilas*, los cuales se distinguen básicamente por el procedimiento empleado para instalarlos en el terreno.

Los pilotes

Son columnas largas prefabricadas, de concreto reforzado, de acero o de madera que se hincan en los estratos de suelo blando mediante impacto o vibración de martillos pesados, hasta que la punta del pilote llega a la profundidad de los estratos de alta resistencia o alcanza una longitud suficiente para desarrollar una gran fricción entre el fuste y el suelo que lo rodea. Su sección transversal varía considerablemente de forma: cilíndrica, cuadrada, triangular, oblonga o las formas típicas de los perfiles estructurales de acero o tubulares, y las dimensiones más comunes de la sección desde 10 cm hasta 60 *cm*. La longitud máxima de los pilotes suele ser de unos 50 a 60 *m*, y algunas veces mayores. Son capaces de transmitir al terreno cargas del orden de 20 a 300 *ton*, dependiendo de sus dimensiones y de las propiedades mecánicas de los suelos en que se alojan.

Las pilas

Se construyen de concreto colado dentro de una perforación realizada en el sitio, en la cual se introduce previamente el acero de refuerzo. Son generalmente de sección circular con diámetro variable desde 60 cm hasta 3.0 m. El extremo inferior (punta) se apoya siempre en estratos de alta resistencia, y se emplean para transmitir al terreno grandes cargas concentradas, del orden de 200 a 3000 tons.

Una variante de este tipo de cimiento, lo constituye el llamado *"Pozo*

Indio", el cual no es otra cosa sino una gran pila tubular de concreto reforzado, de sección circular u oblonga, con diámetro o ancho de unos 3 m o mayor, y espesores de pared de 60 a 150 cm. La pared se construye de anillos, circulares u oblongos, colados en el sitio uno sobre el otro y se hacen descender en el terreno por su propio peso, excavando el suelo del interior del anillo mediante un cucharón de almeja, o manualmente por obreros que trabajan bajo aire comprimido. Una vez alcanzada la profundidad del desplante del cimiento, se cuela en el fondo un tapón de concreto que distribuye la carga al estrato resistente que le sirve de apoyo. Esta solución ha sido empleada para cimentar los apoyos de algunos de los grandes puentes; pero actualmente se les substituye por grupos de pilas de menor sección, cuya construcción presenta menor grado de dificultad y menor costo.

Para mayores detalles sobre los métodos y equipos para la construcción e instalación de pilas y pilotes, se recomienda al lector consultar el "Manual de Cimentaciones Profundas" publicado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (2001).

Diseño geotécnico

A pesar del gran número de variantes de tamaño, forma, materiales y procedimiento para su instalación en el terreno, el diseño geotécnico de todas estas variantes de cimientos profundos obedece a los mismos conceptos que les son comunes y que se derivan del mecanismo mediante el cual transfieren la carga de la estructura al suelo que rodea al fuste y al que le sirve de apoyo a su extremo inferior *(punta).* Es por ello de gran interés práctico comprender *el mecanismo de transferencia de carga de las cimentaciones profundas* que se describe a continuación.

Mecanismo de transferencia de carga de un cimiento profundo al suelo

El mecanismo de transferencia de carga al suelo ha sido definido mediante pruebas de carga realizadas en pilas o en pilotes instrumentados que permiten medir la distribución de la carga a lo largo del fuste, como ilustran las figuras *2-25* y *2-26,* en la que se muestra esquemáticamente un pilote instrumentado, cuyo fuste atraviesa un depósito de

ticamente un pilote instrumentado, cuyo fuste atraviesa un depósito de *arcilla blanda* y cuya punta se apoya en otro depósito de *arena muy compacta*. A lo largo del fuste se instalan una serie de celdas medidoras de carga indicadas por los puntos 1 a 6.

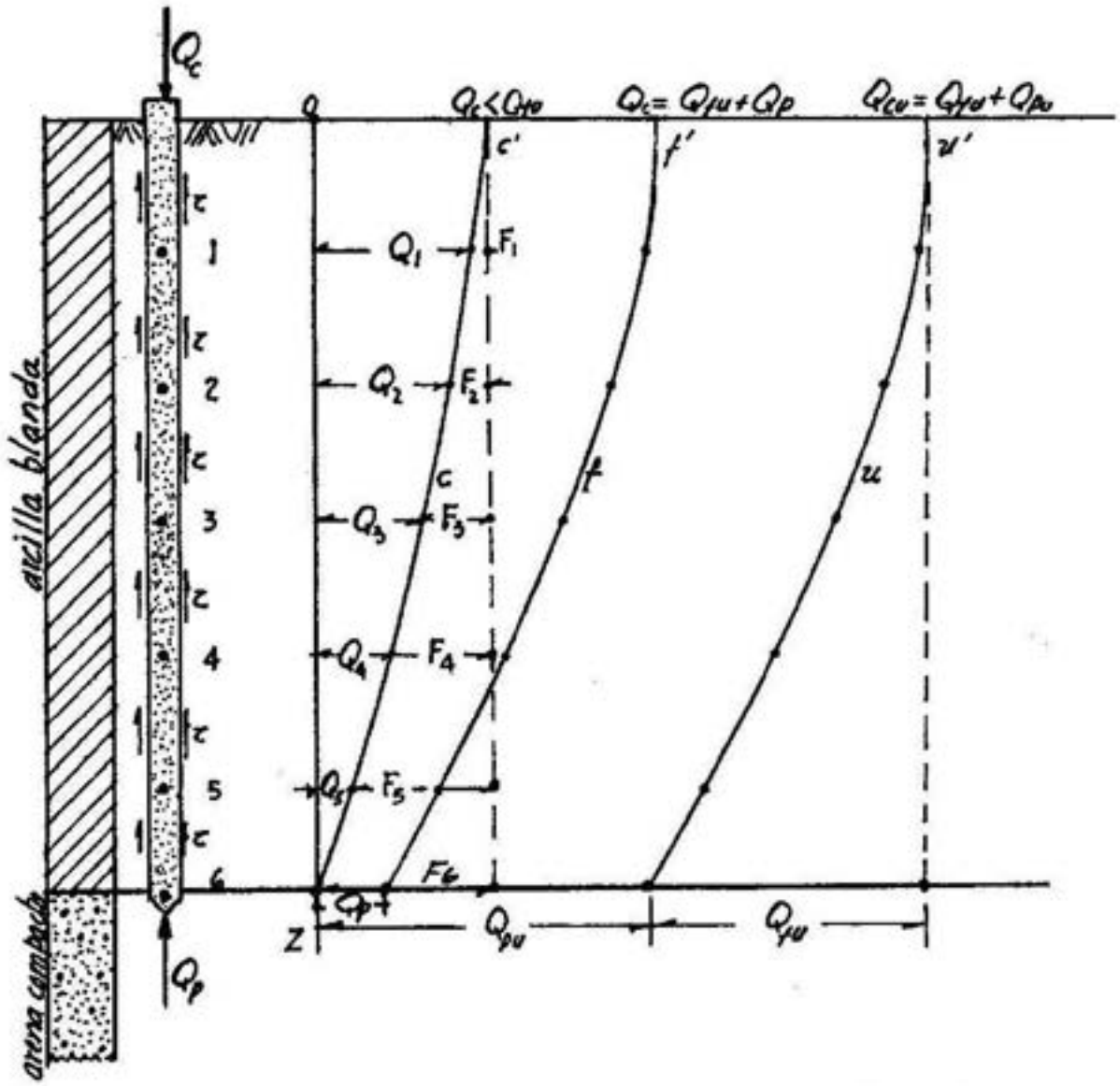


Figura 2-25. *Mecanismo de transferencia de carga en pilotes de punta*

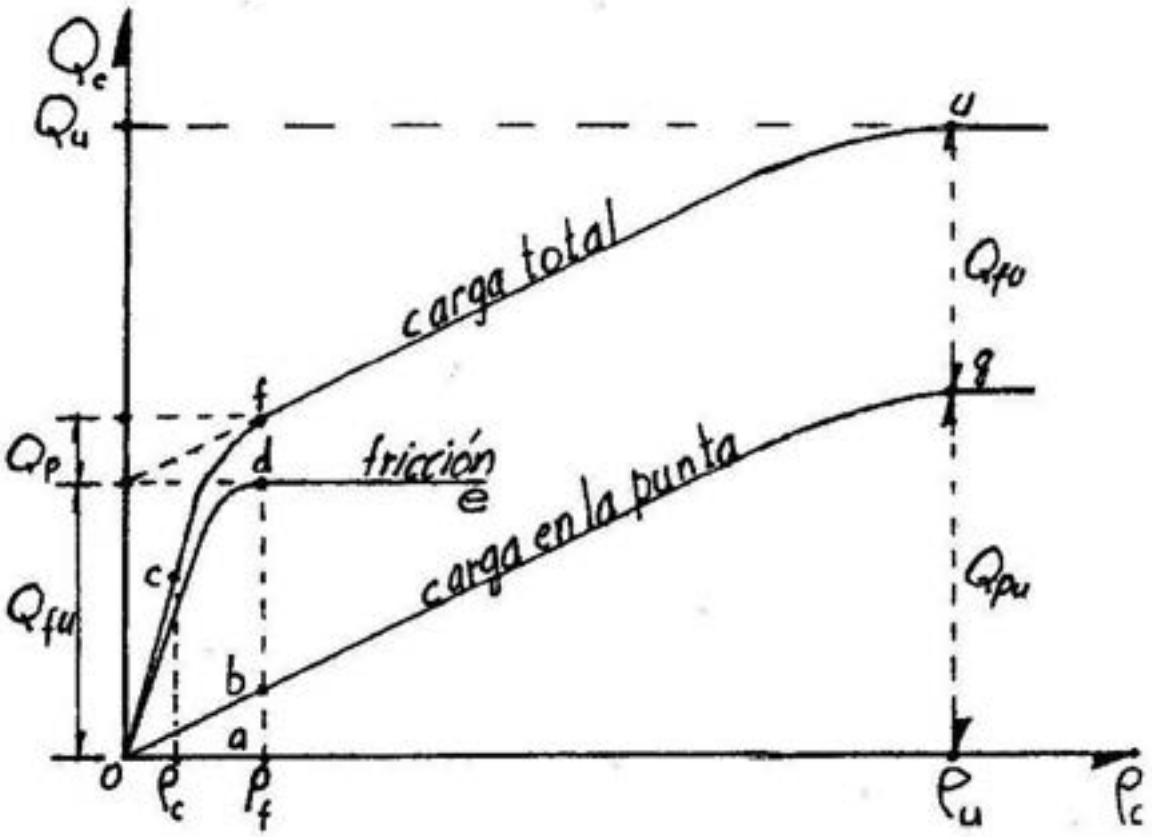


Figura 2-26. *Relación entre la carga, Q_c, y el desplazamiento, ρ_c, de la cabeza, en pruebas de carga de pilas y pilotes*

La carga Q_c se aplica a la cabeza del pilote o de la pila en incrementos aproximadamente iguales, hasta alcanzar la falla del suelo por penetración de la punta. Para cimientos profundos instalados en depósitos de arcilla, cada incremento de carga puede permanecer actuando durante un lapso de 24 a 72 horas, en la llamada *prueba lenta.* o de 1 a 3 horas en las pruebas *de tipo rápido.*

Para cada incremento de carga se registran:

- *La carga acumulada aplicada a la cabeza, Q_c.*
- *La carga acumulada medida en cada celda del fuste, Q_i.*
- *El asentamiento medido en la cabeza, ρ_c.*

Estos datos se presentan en dos tipos de gráficas *(figuras 2-25 y 2-26):*

- *Distribución de la carga a lo largo del pilote, curvas c, f y u.*
- *La carga acumulada –versus– asentamiento de la cabeza.*

La gráfica de la figura *2-26, carga–asentamiento,* es la misma que se acostumbra dibujar para representar los resultados de una prueba de carga tradicional en un pilote o pila.

En la figura *2-25* se muestra la distribución de la carga a lo largo del fuste; el eje horizontal superior representa la magnitud de la carga Q_c, aplicada a la cabeza del pilote y el eje horizontal inferior, la carga Q_6, registrada por la celda 6 ubicada en la punta del pilote. Las abscisas Q_1 a Q_5, representan la carga medida en cada una de las celdas *1 a 5*, a distintas profundidades *(z)*, indicadas en el eje vertical. La curva *c* corresponde a una carga aplicada a la cabeza, menor que la carga friccionante última $Q_c<Q_{fu}$, necesaria para hacer deslizar el fuste respecto a la arcilla que está en contacto con el pilote. En esta curva se nota que la carga en la cabeza Q_c, es mucho mayor que la carga Q_6 registrada en la celda *6*, localizada en la punta. En esta condición, la mayor parte de la carga aplicada al pilote está siendo transferida por fricción a la arcilla circundante y sólo una parte pequeña pasa a los suelos duros bajo la punta. Se observa también que, a la profundidad de la celda *3*, la carga registrada en el fuste es Q_3, en tanto que la carga transferida al suelo por fricción es:

$$F_3 = Q_c - Q_3$$

En la curva *f*, la carga en la cabeza, Q_c, corresponde al punto *f* de la figura *2-26*, en el cual la fuerza friccionante F_6, transferida a la arcilla hasta la profundidad de la celda *6*, alcanza el máximo valor posible, que es igual a la capacidad friccionante última del pilote, Q_{fu}, o sea que:

$$F_6 = Q_{fu}$$

En esta condición, los esfuerzos cortantes τ, a lo largo del pilote son iguales a la resistencia al corte de la arcilla en cada punto del contacto con el fuste. Por otra parte, la celda *6* registra una carga Q_p, bastante

menor que la carga última que puede soportar la arena compacta que se encuentra bajo la punta del pilote, Q_{pu}. Para esta condición, la carga en la cabeza se expresa por la siguiente ecuación:

$$Q_c = Q_{fu} + Q_p \qquad (2\text{–}26)$$

A partir de esta carga, cualquier incremento de carga aplicada en la cabeza será transferida íntegramente a la arena compacta bajo la punta, puesto que la capacidad friccionante de la arcilla adherida al fuste ha llegado a su valor límite Q_{fu}, que permanece prácticamente constante, siguiendo la línea *de* de la figura *2–26*.

Finalmente, al continuar incrementando la carga en la cabeza, la celda *6* registrará un incremento igual de la carga transferida a la punta Q_p, hasta que ésta alcance el valor de la capacidad de carga última, Q_{pu}, de la arena compacta en la que se apoya la punta. En esta última condición, la curva de transferencia de carga se habrá desplazado paralelamente a la curva *f*, hasta llegar a la posición final de la curva *u*. De esta manera, la carga aplicada a la cabeza alcanzará el valor de la capacidad de carga última del pilote Q_u, la cual se expresa por la ecuación:

$$Q_u = Q_{fu} + Q_{pu} \qquad (2\text{–}2)$$

Relaciones carga–asentamiento

Con los datos obtenidos de este tipo de prueba de carga, realizada en pilotes instrumentados, se pueden trazar tres curvas que relacionan la variación de la carga con el asentamiento ρ_c medido en la cabeza, las cuales se muestran en la figura *2–26*.

Relación $Q_c - \rho_c$

Es la relación entre *la carga total aplicada a la cabeza, Q_c, y el asentamiento ρ_c, medido en la cabeza.* Se presenta en la curva *ofu*, y es la forma comúnmente empleada para representar los resultados de una prueba de carga tradicional.

Relación $Q_p - \rho_c$

Es la relación entre *la carga registrada por la celda de la punta, Q_p, y el asentamiento de la cabeza ρ_c*, representada por la curva *oq*. La ordenada del punto *q* es la capacidad de carga última del suelo en el que se apoya la punta, Q_{pu}, y la abscisa el asentamiento correspondiente medido en la cabeza ρ_u. Esta gráfica es sensiblemente paralela a la línea *fu* de la curva de carga total.

Relación $Q_f - \rho_c$

Es la relación entre *la carga transferida por fricción al suelo circundante al fuste del pilote Q_f, y el asentamiento de la cabeza ρ_c*, representada por la curva *ode*. El valor de Q_f se obtiene por diferencia entre la carga total en la cabeza y la carga medida en la punta, expresada por:

$$Q_f = Q_c - Q_p$$

Conclusiones

De la observación de estas curvas se derivan algunas conclusiones de interés práctico.

1. La carga aplicada a la cabeza de un pilote o de una pila, Q_c, se transfiere al suelo mediante dos mecanismos de diferente rigidez que operan en paralelo:

   - *Un mecanismo de fricción entre el fuste y el suelo circundante Q_f.*
   - *Un mecanismo de capacidad de carga bajo la punta Q_p.*

   En términos generales puede expresarse que:

   $$Q_c = Q_f + Q_p \qquad (2\text{–}26)$$

2. El mecanismo de fricción es el más rígido y, por tanto, el primero en alcanzar su carga máxima Q_{fu} con un asentamiento ρ_f, menor que el del mecanismo de falla de la punta. Esto implica que cuando la fricción alcanza su máximo valor en el punto *f* de la curva *ofu*, la carga transferida a la punta es aun muy pequeña. En este punto particular, la ecuación anterior tiene la siguiente forma:

$$Q_{cf} = Q_{fu} + Q_p \qquad (2\text{–}26a)$$

3. Cuando la carga transferida a la punta alcanza su máximo valor Q_{pu}, con el asentamiento último ρ_u, la carga en la cabeza del pilote se encuentra en su valor último Q_u, representado por el punto u. La capacidad última del pilote es entonces:

$$Q_u = Q_{fu} + Q_{pu} \qquad (2\text{–}27)$$

Donde:

Q_u *Capacidad de carga última del pilote.*
Q_{fu} *Capacidad friccionante última del suelo adyacente al fuste.*
Q_{pu} *Capacidad de carga última del suelo subyacente a la punta.*

Capacidad de carga de pilotes

La ecuación *(2–27)* indica que la capacidad de carga última de un pilote es la suma de dos componentes:

- *La capacidad friccionante, que se desarrolla por la fricción entre el fuste y el suelo adyacente.*
- *La capacidad de la punta, que es la resistencia que ofrece el suelo subyacente a la penetración de la punta.*

Ambas componentes están siempre presentes en cualquier pilote o pila, pero, en ciertas condiciones alguna de ellas proporciona la parte más significativa de la capacidad total última. Esto ha dado lugar a clasificar los pilotes en tres categorías según la componente dominante de la capacidad:

Pilotes de fricción
Pilotes de punta
Pilotes de punta–fricción

En la práctica estas categorías se dan en condiciones similares a las que se describen a continuación.

Pilotes de fricción

Cuando la punta del pilote se apoya en un estrato de suelo de baja resistencia, como limo suelto o arcilla blanda, la capacidad de carga del suelo subyacente a la punta es muy pequeña, en cuyo caso, la mayor parte de la carga aplicada sobre la cabeza del pilote se transfiere por fricción al suelo adyacente; por esta razón se les llama *pilotes de fricción,* y su capacidad de carga última, despreciando la carga de la punta, se expresa por la ecuación:

$$Q_u = Q_{fu} \qquad (2\text{–}27a)$$

Pilotes de punta

Cuando se tienen pilotes cortos, con longitud menor de unos 10 *m*, que atraviesan suelos blandos y sus puntas están apoyadas en estratos de alta resistencia, la capacidad friccionante es pequeña comparada con la alta capacidad de carga de la punta; en esta condición se suele ignorar la capacidad friccionante, por lo cual se les llama *pilotes de punta*, y su capacidad de carga última se expresa por:

$$Q_u = Q_{pu} \qquad (2\text{–}27b)$$

Pilotes de punta-fricción

Aunque esta distinción entre *pilotes de fricción o de punta* es razonable en los dos casos antes mencionados, debe usarse con cautela en los casos de pilas o pilotes largos que se apoyan en la punta, ya que, *en estas condiciones, ambas componentes de la capacidad de carga son de magnitud semejante, por lo que ninguna de las dos debe ser ignorada al decidir sobre la carga de trabajo admisible para el diseño de la cimentación profunda.*

En cualquiera de estos tres casos, es necesario definir la carga admisible para los fines del diseño, lo cual requiere determinar el valor de cada una de las componentes de la capacidad de carga última, definidas por la ecuación *(2–27).*

Se dispone de dos caminos para llegar a este objetivo:

- El método experimental basado en la ejecución de pruebas de carga a escala natural.
- El método analítico que permite valuar cada una de las dos componentes de la capacidad de carga en función de la estratigrafía y propiedades de los suelos involucrados en cada caso particular y de las dimensiones del pilote o pila.

Para ilustrar la aplicación de cada uno de estos métodos es conveniente comparar los resultados de una prueba de carga real con los que se obtienen por el método analítico aplicado al mismo caso.

Prueba de carga en un pilote de gran longitud.

En un sitio ubicado en los depósitos lacustres del Valle de México, cuya estratigrafía muestra la figura *2–27*, se instaló un pilote de prueba, de concreto reforzado, cuya punta se apoyó en un depósito profundo de suelos compactos; en este pilote se realizo una prueba de carga para determinar su capacidad de carga última. *Obsérvese que se trata de un caso tradicionalmente considerado como un pilote de punta.*

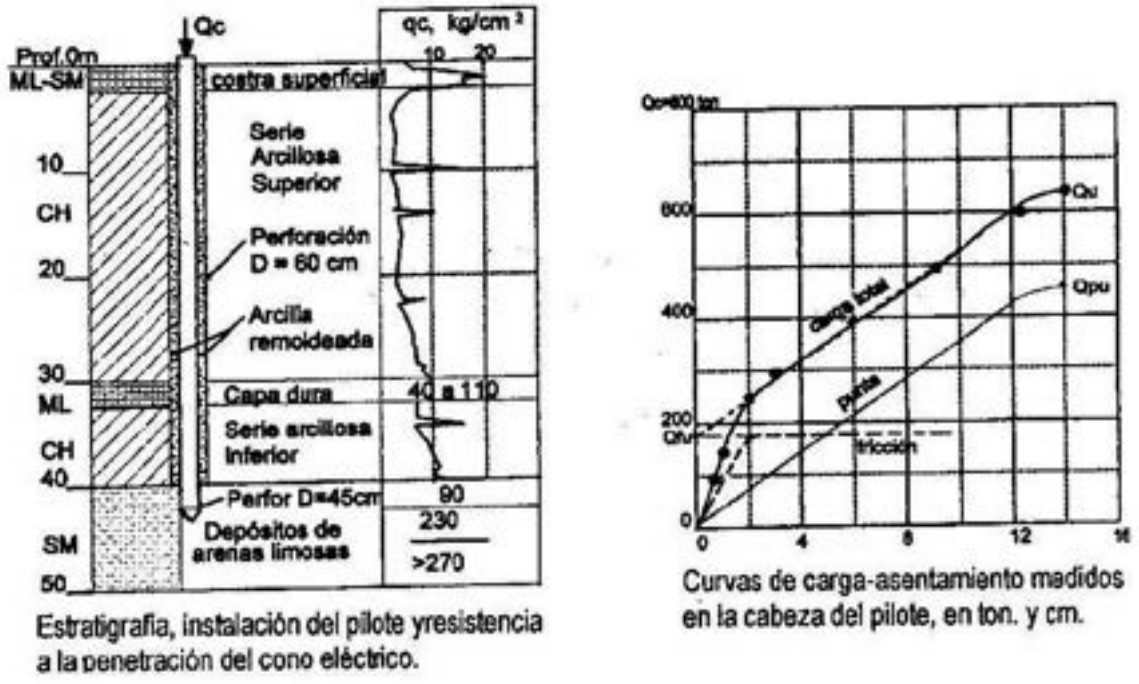


Figura 2–27. *Prueba de carga estática en un pilote de punta, de 42 m de longitud, instalado en suelos lacustres de la ciudad de México*

Características del pilote de prueba

Sección cuadrada achaflanada, con *45 cm por lado; longitud = 43 m*; de concreto con f'_c=*350 kg/cm²*, y refuerzo longitudinal de *8 varillas #10*, f_y=*4200 kg/cm²*.

Estratigrafía y propiedades del suelo

El perfil del suelo está compuesto por los siguientes estratos:

Costra superficial.– Limos arenosos y arenas limosas *(ML-SM)*, resistencia al cono eléctrico q_c *de 5 a 21 kg/cm²*, espesor *3.0 m*.
Serie arcillosa superior.– Depósitos de arcilla lacustre de alta plasticidad *(CH)*, de consistencia muy blanda, resistencia al cono eléctrico q_c *de 2 a 5 kg/cm²*, espesor de *27.0 m*.
Capa dura.– Limo arenoso semicompacto *(ML)*; resistencia al cono q_c *de 45 a 106 kg/cm²*, espesor *2.4 m*.
Serie arcillosa inferior. – Arcilla lacustre de alta plasticidad *(CH)*, de consistencia blanda, resistencia al cono eléctrico *de 5* a *9 kg/cm²*, espesor *7.6 m*.
Depósitos profundos. – Arenas limosas y limos arenosos *(SM-ML)*, de compacidad variable de semicompacta a muy compacta, resistencia a la penetración del cono eléctrico *de 90 a >270 kg/cm²*, espesor *19 m*.

Instalación del pilote

Con el propósito de garantizar que la punta del pilote quedara correctamente apoyada en los depósitos compactos profundos, se hizo una perforación previa para cortar la capa dura y otros estratos compactos intercalados en los depósitos de arcilla que dificultan el hincado de los pilotes. La perforación fue de *60 cm* de diámetro (igual a la diagonal de la sección del pilote), hasta *40 m* de profundidad; empleando una broca helicoidal de *1.20 m* de longitud, provista de aspas en su parte superior, *para remoldear completamente la arcilla perforada* y mezclarla con los suelos limosos o arenosos de los estratos intercalados, así como con los de la capa dura. Dentro de las arenas compactas de los depósitos profundos la perforación continuó hasta *42 m* de profundidad, cambiando la broca por otra de *45 cm* de diámetro (igual al círculo inscrito en la sección del pilote). En este último tramo, la perforación se hizo avanzar en incrementos de *30 cm*, haciendo ascender

la broca después de cada incremento de avance y manteniendo la rotación, con el propósito de lograr un mezclado adecuado del material arenoso con la arcilla remoldeada y batida de los estratos superiores, para evitar así la sedimentación de la arena en el fondo de la perforación. Inmediatamente después, se hizo descender el pilote dentro de la arcilla remoldeada de la perforación, bajándolo por su propio peso y auxiliándose, algunas veces, del peso del martillo hincador y de algún golpe cuando fuera necesario. Al llegar la punta del pilote a *40 m* de profundidad se inició el hincado con el martillo, hasta alcanzar una penetración dinámica de la punta igual o menor de *25 mm* con los últimos cinco golpes del martillo *(rechazo)*, asegurándose así un buen contacto del pilote con los suelos areno–limosos muy compactos de los depósitos profundos, en los cuales la resistencia a la penetración del cono eléctrico es mayor de *230 kg/cm²*.

Aplicación de la carga al pilote

La prueba se realizó aplicando la carga mediante gatos hidráulicos apoyados contra una estructura de reacción anclada en seis pilotes de fricción colocados en dos líneas paralelas, separadas entre sí por una distancia de *4 m*; el pilote de prueba fue colocado al centro entre las dos líneas de pilotes de anclaje; de manera que la mínima separación entre los pilotes del grupo fuera de cuatro veces el ancho de su sección transversal. Los pilotes de anclaje tenían la misma sección que el pilote de prueba, y 32 *m* de longitud; se reforzaron con 6 *varillas # 10*, para soportar la tensión y fueron instalados en perforación previa de *45 cm* de diámetro (igual al círculo inscrito en la sección del pilote), con el propósito de obtener una mejor adherencia con la arcilla circundante, y una mayor capacidad de carga por fricción.

La carga se aplicó a la cabeza del pilote de prueba en incrementos de *50 ton, cada 24 horas*, hasta alcanzar la falla del suelo de la punta por penetración de ésta en los depósitos compactos profundos. El desarrollo del asentamiento del pilote a través del tiempo, bajo cada incremento de carga constante, se registró mediante micrómetros instalados en la cabeza del pilote.

Gráfica de carga–asentamiento

La gráfica con puntos de la figura *2–27* muestra la relación entre la *carga total aplicada al pilote y el asentamiento medidos en la cabeza* al final de cada periodo de *24 horas*. En la gráfica de *carga total* se observa una primera rama ascendente, casi lineal, seguida de otra rama también casi lineal, pero de menor pendiente que la primera, ambas unidas por una curva suave de transición entre las dos pendientes. La gráfica termina en un pequeño tramo curvo casi tangente a la horizontal, que indica claramente el inicio de la penetración de la punta del pilote en el suelo compacto en que se apoya, y que marca la máxima carga Q_u, que el suelo bajo la punta, en conjunto con el suelo circundante al fuste del pilote, son capaces de soportar. *Esta carga máxima es la capacidad de carga última Q_u, que el pilote puede transferir al suelo*; considerando que la capacidad estructural del pilote es mayor que Q_u.

La forma de la gráfica de carga total es muy semejante a las curvas obtenidas en las pruebas realizadas con pilotes experimentales provistos de celdas para la medición de la transferencia de la carga al suelo mostradas en la figura *2–26*, en la que se observa que *la primera rama ascendente de la gráfica representa el proceso del desarrollo de la máxima fuerza friccionante Q_{fu}*, que el suelo puede soportar en el contacto con el área perimetral del pilote. Durante este mismo proceso, solamente *una pequeña parte de la carga total Q_c* aplicada a la cabeza del pilote *es transferida al suelo en que se apoya la punta*. En cambio, en la segunda rama de la *curva carga–asentamiento*, después del cambio de pendiente, todos los incrementos de carga aplicados a la cabeza se transfieren íntegramente al suelo en que se apoya la punta, puesto que el suelo circundante al pilote ha desarrollado toda su capacidad friccionante. Basándose en estos hechos experimentales, es posible determinar, de una manera simple, la capacidad friccionante última Q_{fu}, así como la capacidad de carga última del suelo bajo la punta del pilote Q_{pu}. Para ello se traza primero una recta secante que marca la pendiente media de la segunda rama ascendente de *la curva carga total–asentamiento*, como ilustra la figura *2–27*; prolongando esta recta hasta cortar el eje vertical se obtiene un punto cuya ordenada es sensiblemente igual a la *capacidad de carga friccionante Q_{fu}*. Trazando enseguida una paralela al segmento recto de la gráfica Q_{fu}–Q_u, que pase por el origen, se obtiene *la gráfica de carga–asentamiento para la punta*

del pilote O–Q_{pu}, cuya ordenada máxima corresponde a la capacidad última de la punta Q_{pu}, como ilustra la figura *2–27*. De igual manera, disminuyendo de la curva de *carga total* las ordenadas de puntos seleccionados de la curva de *carga–asentamiento de la punta*, se podrá trazar la gráfica simplificada representativa de la *carga friccionante* Q_f.

Es interesante notar que, en este caso particular, para desarrollar la capacidad de carga de la punta Q_{pu}, se requirió un desplazamiento de la cabeza de 13 *cm*, mientras que, para la capacidad de carga friccionante, Q_{fu}, bastaron solamente 3 *cm* de asentamiento. Por otra parte, las dos componentes de la *capacidad de carga total* Q_u, del sistema pilote-suelo son:

Capacidad friccionante $Q_{fu} = 180$ *ton*
Capacidad de la punta $Q_{pu} = 410$ *ton*
Capacidad total última $Q_u = 590$ *ton*

Carga admisible, sin fricción negativa

Como en cualquier otro tipo de cimentación, la carga admisible sobre la cabeza de un pilote debe elegirse de manera que se cumplan los siguientes dos requisitos:

- *Los esfuerzos inducidos en el suelo por la carga admisible no deben exceder los límites de su resistencia al corte.*
- *Las deformaciones del suelo no deben producir asentamientos de la estructura mayores que sus límites tolerables; de manera que, ni los asentamientos totales ni los diferenciales pongan en riesgo la estabilidad de la estructura o afecten las funciones de servicio para las cuales fue construida.*

Asentamientos tolerables

Los asentamientos tolerables varían con el tipo de estructura y su función. Así, una estructura con columnas de acero y techumbre de armaduras de acero simplemente apoyadas, destinada a almacén de productos a granel podrá tolerar mayores asentamientos totales y diferenciales que otra de concreto reforzado, continua, de varios niveles, con muros y recubrimientos frágiles, destinada a hospital; o bien, las cimentaciones de maquinaria altamente sensible a los asentamientos

diferenciales, como los trenes de laminación, los molinos de cemento o los turbogeneradores eléctricos, cuyo buen funcionamiento es gravemente afectado por asentamientos que son considerados leves para otro tipo de estructuras. Los valores admisibles del asentamiento diferencial y del asentamiento máximo se muestran en la tabla (2–3) del capítulo 2–3 Se concluye de aquí que el diseñador de la estructura debe determinar cuidadosamente los límites tolerables para los asentamientos totales y diferenciales en cada caso particular.

Las pruebas de carga en pilotes, debidamente ejecutadas y analizadas, constituyen el mejor procedimiento para elegir la *carga admisible para el diseño de la cimentación,* de manera que satisfaga ambos requisitos de *esfuerzos y asentamientos* en cada uno de los casos.

Basándose en los resultados de la prueba de carga que ilustra la figura *2–27,* pueden establecerse, a manera de ejemplo, algunos criterios básicos que sirven de orientación al Ingeniero en la elección de la carga admisible para cimientos profundos.

Determinación de la carga admisible

En la práctica del diseño de cimentaciones profundas es común elegir un valor para la carga admisible P_a, menor o igual que la capacidad de carga última Q_u, afectada de un factor de seguridad *FS,* según se expresa en la siguiente ecuación:

$$P_a = \frac{Q_u}{FS}$$

Este criterio garantiza que los esfuerzos cortantes inducidos en el suelo serán menores que los correspondientes a la resistencia al corte. Es de interés examinar las implicaciones prácticas de esta expresión a la luz de los resultados definidos en la figura *2–27.* Es frecuente considerar como aceptable para el factor *FS un valor de 3.* Si este fuera el caso, la ecuación anterior daría un valor de la carga admisible de:

$$P_a = \frac{590}{3} = 197\, ton$$

Por otra parte, se deduce de la misma figura que de esta carga $P_a = 197$ *ton*, se transfieren por fricción al suelo circundante $Q_f = 142$ *ton*, mientras que, a la punta del pilote llegan solamente $Q_p = 55$ *ton*, que es el *13%* de la capacidad de la punta Q_{pu}. Es decir que, mientras la capacidad friccionante está operando con un factor de seguridad de $FS_f = 180/142 = 1.27$, la capacidad de la punta tendría un amplio factor de seguridad, $FS_p = 410/55 = 7.4$. Debe recordarse que *se ha supuesto, en este caso, que no existe fricción negativa.* En caso contrario, será indispensable considerar el efecto de la fricción negativa en el factor de seguridad.

Asentamiento

Para este valor de la carga admisible en la cabeza del pilote, la gráfica de *carga-asentamiento* de la figura *2-27* muestra un asentamiento, ρ_a, de 1.6 *cm*. Si se considera una estructura normal de marcos rígidos de concreto reforzado, con claros de 7 *m*, es aceptable un asentamiento entre columnas de *0.003x700 = 2.1 cm, como máximo.*

Fricción negativa

En depósitos de arcillas de alta compresibilidad que *se encuentran en proceso de consolidación*; proceso que puede ser inducido por el peso de rellenos colocados en la superficie del sitio donde se instalan los pilotes o por abatimiento de la presión de poro en el suelo compresible originado por extracción de agua de los acuíferos profundos, tal como ocurre en el Valle de México. El continuo descenso de la masa de suelo respecto a un pilote con carga en la cabeza produce, inicialmente, una disminución gradual del esfuerzo friccionante ascendente *(positivo)* en el fuste, hasta anularlo; a medida que el proceso de consolidación avanza, continúa desarrollando esfuerzos friccionantes descendentes *(negativos)* que inducen una carga axial sobre el pilote denominada *fricción negativa FN*, adicional a la carga aplicada a la cabeza P_a. El diagrama de transferencia de cargas de la figura *2-28* muestra que, ambas cargas se transfieren finalmente al suelo de apoyo de la punta del pilote, de tal manera que la carga final sobre la punta será, en este caso:

$$Q_{pf} = P_a + FN$$

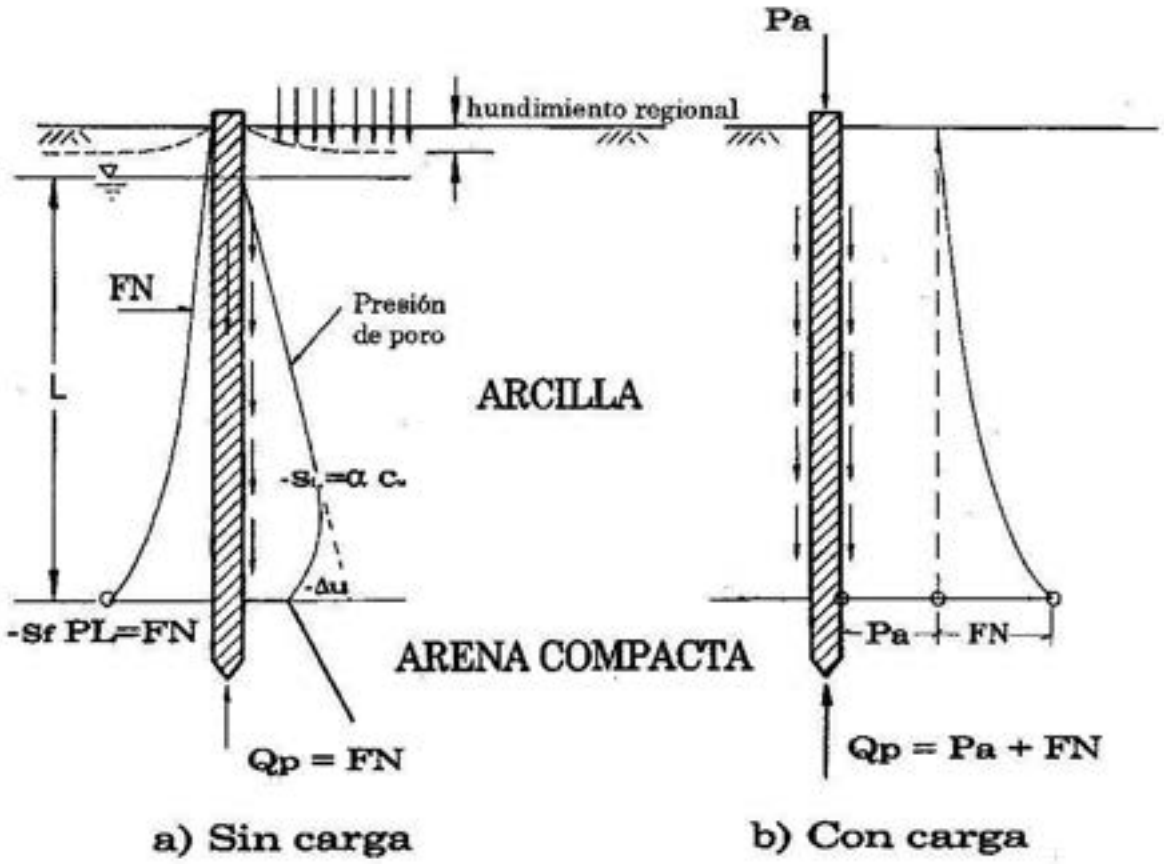


Fig 2-28. Mecanismo de transferencia de carga en pilote con fricción negativa, apoyado en la punta sobre estrato de arena compacta

Influencia de la velocidad del desplazamiento en la fricción negativa.

En el Valle de México, el descenso de la superficie del terreno, relativo a un pilote apoyado en la punta, suele ser de unos 30 a 100 mm/año, por lo que la fuerza de fricción negativa *FN*, que actúa en el fuste de un pilote de punta, se desarrolla a *muy baja velocidad de deformación del suelo.* Para conocer la influencia de la velocidad del desplazamiento relativo *suelo–pilote* en la fricción negativa, el Prof. R.J.Marsal realizó pruebas de extracción lentas en varios pilotes de madera, con las que demostró que el esfuerzo friccionante negativo ($-s_f$) que se desarrolla en el fuste de los pilotes al extraerlos, y aumenta con la velocidad del *desplazamiento relativo suelo–pilote.*

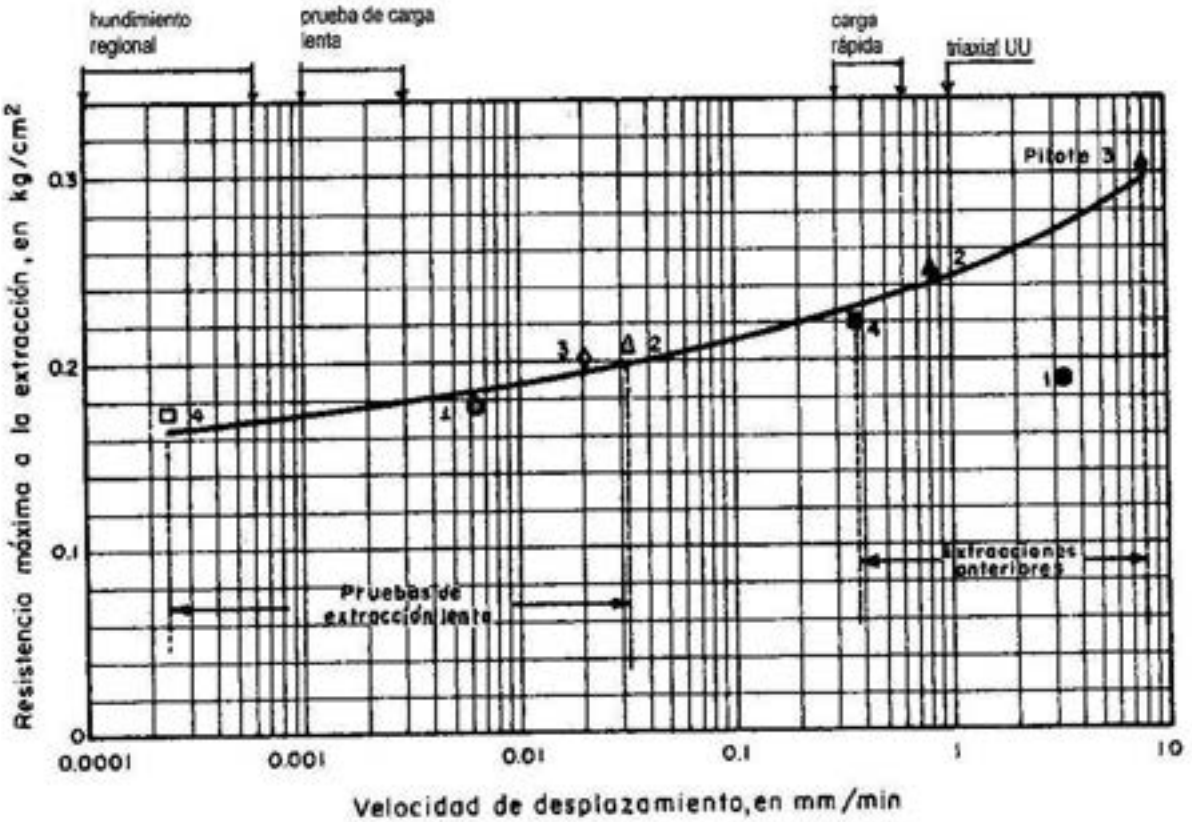


Figura 2-29. *Influencia de la velocidad de desplazamiento en la resistencia a la extracción de pilotes de madera (R. Marsal)*

La figura *2–29* resume los resultados de esta investigación, en la que se ensayaron velocidades del desplazamiento *desde 0.00025 milímetros por minuto (mm/min), hasta 8 mm/min.* Se observa en la gráfica que, *para valores de la velocidad menores de 0.006 mm/min, la resistencia friccionante alcanza su mínimo valor (0.18 kg/cm²) y permanece prácticamente constante. Cuando la velocidad del desplazamiento alcanza su máximo valor ensayado, de 8 mm/min, la resistencia friccionante aumenta hasta en un 67%,* respecto al valor mínimo. En la parte superior de la gráfica, el autor hizo algunas anotaciones que representan los intervalos de velocidades correspondientes a *las pruebas de carga lentas y a las pruebas de carga rápidas* comúnmente ejecutadas en el campo, en pilotes de prueba; así mismo, se marca la velocidad de *1 mm/min*, normalmente aplicada a los especímenes de laboratorio en pruebas triaxiales no drenadas, y se muestra además el intervalo de velocidades del hundimiento regional en la *Zona del Lago del Valle de México.* De esta gráfica se deducen las siguientes observaciones:

- La velocidad del desplazamiento relativo aplicada a los pilotes en las

pruebas tradicionales de carga lenta se encuentran dentro del intervalo de velocidad de *0.0001 a 0.01 mm/min*, en el cual se produce el valor mínimo de la resistencia friccionante $-s_f$ desarrollada en la interfase suelo-pilote.

- *Las pruebas de carga rápidas en pilotes* se encuentran en un intervalo de velocidades de desplazamiento *cercano a la de las pruebas triaxiales rápidas de laboratorio, de 1 mm/min.* Es interesante notar que, comparando el valor de la resistencia friccionante mínima de la gráfica con el valor correspondiente a la velocidad de la prueba triaxial no drenada *(UU)*, se obtiene una relación de resistencias friccionantes de 73%. Este valor es similar al que se obtiene de comparar entre sí las resistencias medidas en pruebas triaxiales de laboratorio de baja velocidad de deformación, con pruebas triaxiales rápidas.

De aquí se concluye que es razonable considerar, para el pilote de prueba analizado, que *el valor máximo que puede alcanzar la fricción negativa es igual que la fricción positiva medida en la prueba de carga lenta;* esta condición se desarrolla si los pilotes están suficientemente separados entre sí, como se explica en el *Capítulo 2–7.*

$$FN_{max} = Q_{fu} = 180 \text{ ton.}$$

La carga final sobre la punta sería entonces,

$$Q_{pf} = 197 + 180 = 377 \text{ ton}$$

El cual es un valor muy cercano a la capacidad última de la punta, en cuyo caso el factor de seguridad sería:

$$FS_p = Q_{pu}/Q_{pf} = 410/377 = 1.1$$

Este valor es inaceptable, lo que significa que la carga de la cabeza debe ser reducida para obtener un *valor adecuado del factor de seguridad de la punta.*

Partiendo de la capacidad de carga última de la punta Q_{pu}, determinada en la prueba de carga, se puede establecer la carga máxima admisible en

la punta P_{pa}, aceptando un factor de seguridad $FS_p = 2$. *Este factor es aceptable, solamente, cuando se han realizado pruebas de carga confiables y se dispone de información geotécnica de buena calidad en toda el área de la obra estudiada.* Así, restando la fricción negativa de la capacidad de carga última se tendría *una capacidad neta disponible*, para la carga en la punta:

$$Q_{pn} = Q_{pu} - FN_{max} = 410 - 180 = 230 \text{ ton}$$

La carga admisible en la cabeza sería entonces.

$$P_{pa} = (Q_{pu} - FN_{max}) \; / \; FS_p = 230/2 = 115 \text{ ton}$$

Esta carga admisible permitiría asegurar que la punta del pilote no penetrará en el suelo de apoyo bajo la acción de la fricción negativa, ya que el factor de seguridad contra penetración sería de:

$$FS_u = Q_{pu}/(P_{pa} + FN_{max}) = 410/(115 + 180) = 1.4$$

La carga total transferida a la arena compacta en la que se apoya la punta sería de 295 *ton*; bajo esta carga, el asentamiento sería de 12 cm, según la gráfica de *carga-asentamiento* para la punta, de la figura *2-28.*

Método analítico aplicado al pilote de prueba

En forma más general, la capacidad de carga última de un pilote de forma prismática dada por la ecuación *(2-27)* se puede expresar de la siguiente forma:

$$Q_u = A_p \, s_f + A_b \, q_{pu} \qquad (2\text{-}27c)$$

En la que:

- A_p Area perimetral del fuste = Perímetro x Longitud = $P\,L$
- A_b Area de la base del prisma
- s_f Resistencia friccionante promedio ponderado del suelo adyacente al fuste
- q_{pu} Capacidad de carga unitaria del suelo subyacente a la punta

En el presente caso:

$P = 4x0.45 = 1.8\ m$
L = Longitud del fuste en contacto con la arcilla remoldeada y reconsolidada, $37\ m$
s_f = Resistencia al corte no drenada de la arcilla reconsolidada, promedio ponderado, $c_u = 0.75q_c/13 = 0.75x4.4/13 = 0.254\ kg/cm^2$

Siendo q_c la resistencia al cono eléctrico de la arcilla inalterada, el coeficiente 0.75 es aplicable al caso en el que el diámetro de la perforación previa es mayor que el del círculo inscrito en la sección transversal del pilote.

Capacidad friccionante última

Substituyendo estos valores, la capacidad friccionante última es:

$$Q_{fu} = 4x0.45x37x2.54 = 169\ ton$$
$$A_b = 0.45^2 = 0.20\ m^2$$

Capacidad de punta última

La capacidad de carga unitaria de la arena compacta subyacente se considera: $q_{pu} = q_c$

$$por\ tanto,\ q_c = 230\ kg/cm^2 = 2300\ ton/m^2$$

La capacidad última de la punta es: $Q_{pu} = 0.2x2300 = 460\ ton$

Capacidad última del pilote:

$$Q_u = 169 + 460 = 629\ ton$$

Comparando el valor calculado con el valor medido, el primero resulta mayor en 7%.

Pilote de fricción en arcilla

Visto a través del mecanismo de transferencia de carga al suelo, un pilote de fricción es solo un caso particular del mecanismo del pilote de punta, como se muestra en la figura *2–30*.

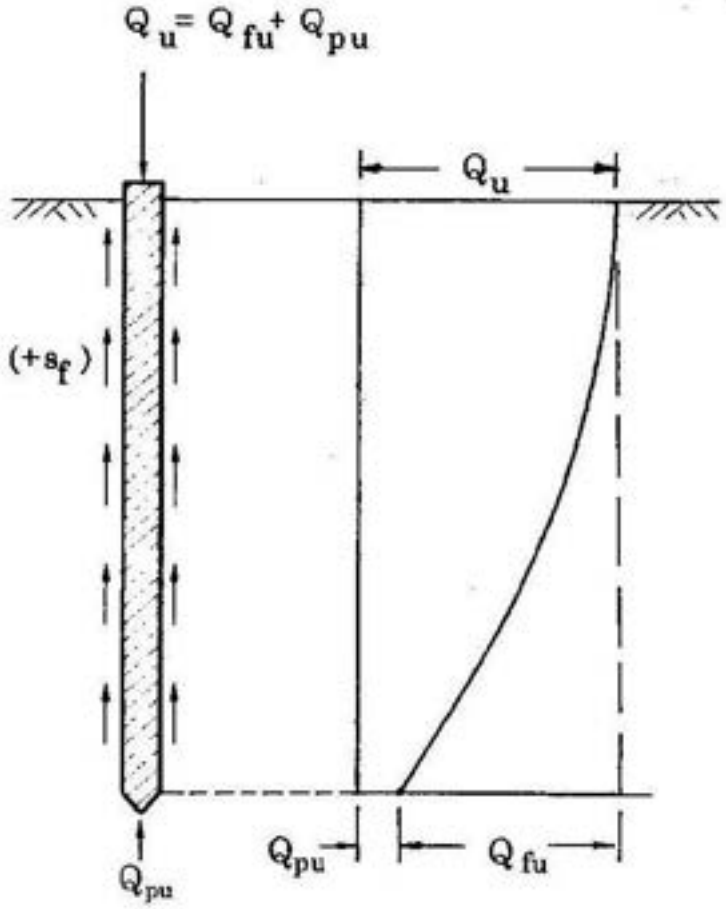


Figura 2-30. *Mecanismo de transferencia de carga en pilote de fricción*

En el estado de equilibrio límite, la carga transferida a la punta Q_{pu} es una pequeña fracción de la carga total última Q_u. Esta condición es consecuencia de que la punta se apoye sobre suelos de baja resistencia al corte y, por tanto, ofrecen baja capacidad de carga última a la punta. La ecuación que expresa el equilibrio límite del sistema pilote-suelo es la misma ecuación *(2–27).*

$$Q_u = Q_{fu} + Q_{pu}$$

Capacidad de la punta apoyada en arcilla

La capacidad de carga última desarrollada por una arcilla normalmente consolidada que se encuentra bajo la punta del pilote suele ser del orden de 10% de la carga total última; por ello, es frecuente despreciar este valor y considerar solamente la capacidad friccionante en el análisis del equilibrio límite del pilote, a lo cual se debe el nombre de *pilote de fricción.*

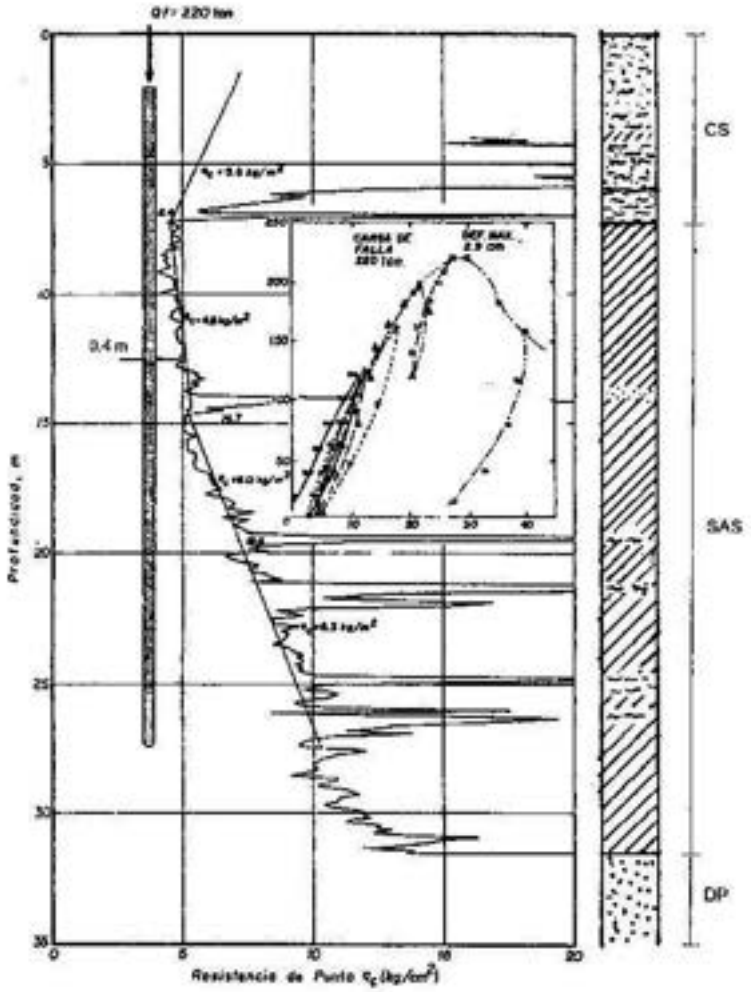


Figura 2-31. *Prueba de carga en un pilote de fricción en arcilla (E.Santoyo[31])*

Prueba de carga en un pilote de fricción en arcilla

Para explicar los conceptos anteriores es de utilidad examinar los resultados de una prueba de carga estática realizada en un pilote de fricción instalado en la arcilla lacustre del Valle de México, que muestra la figura *2-31*. Además de la gráfica de *carga-asentamiento* obtenida de la prueba, se presenta otra gráfica que muestra la variación, con la profundidad, de la resistencia del suelo a la penetración del cono eléctrico determinada en prueba de campo realizada antes del hincado del pilote. Después de analizar los resultados de la prueba de carga, se compara el valor de la capacidad de carga última, obtenida de la prueba, con el valor calculado a partir de la resistencia no drenada de la arcilla deducida de las mediciones realizadas con el cono eléctrico.

Características del pilote

Es de concreto reforzado prefabricado y tiene sección cuadrada con 0.4 *m* por *lado B* y longitud efectiva *L* de 25.6 *m*, con una área lateral del fuste de A_l=4x0.40x25.6=*40.96 m²*, en contacto con el suelo circundante.

Previamente al hincado del pilote se hizo una perforación guía de 13 *m* de longitud y diámetro D_p de 0.30 *m* (D_p=*0.75B*), empleando una broca helicoidal. En los primeros *5 m* se extrajeron de la perforación los limos arenosos de la costra superficial, y en los siguientes *8 m* se remoldeó la arcilla batiéndola con la broca, manteniendo su contenido natural de agua y sin extraerla de la perforación. El remoldeo por batido reduce la resistencia natural de la arcilla a un *10%* de su valor inicial. Al hincar el pilote, su punta piramidal y el fuste desplazan lateralmente a los limos arenosos de la costra superficial, destruyendo su débil cohesión natural y compactándolos; lo que los convierte en materiales puramente friccionantes y compactos; al mismo tiempo, el desplazamiento horizontal del suelo genera un empuje lateral contra el pilote que incrementa la presión horizontal del suelo p'_h, normal a sus caras laterales. Al continuar el hincado dentro del depósito de arcilla remoldeada por batido, ésta es desplazada lateralmente ocupando el espacio entre el pilote y la arcilla inalterada circundante, la cual es también desplazada y sufre un remoldeo, aunque en menor grado que la arcilla batida durante la perforación. En los *12.6 m* inferiores del pilote, donde no se hizo perforación previa, la arcilla inalterada es también desplazada y remoldeada por el pilote.

El desplazamiento volumétrico de la arcilla genera, alrededor del pilote, una zona deformada en la que se produce un incremento de la presión en el agua de los poros de la arcilla. En tales condiciones, la arcilla que está en contacto con el fuste y con la punta del pilote pierde una gran parte de su resistencia al corte natural, lo cual se manifiesta en una muy pequeña resistencia al hincado del pilote. Sin embargo, la experiencia práctica y la prueba de carga demuestran que, transcurrido un mes después de hincado el pilote, el exceso de presión de poro generada por el desplazamiento de la arcilla se disipa, y la arcilla remoldeada se reconsolida, recuperando su estructura coloidal, y su resistencia al corte aumenta; a causa de este fenómeno la arcilla se adhiere al pilote y desarrolla una substancial capacidad de carga

friccionante, además de una pequeña capacidad de carga en la punta. La punta se encuentra a 4.5 *m* de altura sobre la capa dura de suelos compactos de alta resistencia.

Aplicación de la carga

La carga de la prueba se aplicó en incrementos de *20 ton*, esperando en cada uno de ellos 15 *minutos*, antes de medir el asentamiento de la cabeza del pilote; es decir que se realizó una prueba *a velocidad de deformación rápida*. Se aplicaron cuatro ciclos de carga y descarga, con valores pico crecientes de *120, 160, 200 y 220 ton*; este último valor correspondió a la carga de falla, según se observa en la gráfica de carga-asentamiento de la figura *2–31*. El último ciclo se desarrolló en un lapso de *90 minutos*.

Es interesante notar que, al descargar el pilote en cada uno de los ciclos de carga se recupera la mayor parte del asentamiento de la cabeza, mostrando un comportamiento *casi elástico* del pilote y el suelo; el pequeño desplazamiento acumulado se atribuye, principalmente, a compresión volumétrica por consolidación del suelo bajo el nuevo estado de esfuerzos inducido por la carga transferida por el pilote. El comportamiento elástico del sistema pilote-suelo se mantuvo hasta valores de la carga de *200 ton*; es decir, un *90%* de la carga de falla Q_u. Al llegar la carga a su valor máximo, tanto el suelo que rodea al pilote como el que se encuentra bajo la punta alcanzan simultáneamente su estado de equilibrio límite; a partir de este punto se observa que la carga disminuye al aplicar incrementos subsecuentes del asentamiento del pilote, el cual, al ser descargado totalmente, muestra un *asentamiento permanente* de 2.4 *cm*, que representa la *deformación plástica* del suelo. El *comportamiento elástico observado* en el pilote de fricción ensayado bajo cargas cíclicas aplicadas a intervalos cortos de tiempo es semejante al que se produce al aplicar ciclos de carga dinámica, como los que genera un sismo, según se verá más adelante.

El resultado final de la prueba indica que la carga total última soportada por el pilote alcanzó un valor de,

$$Q_u = 220\ ton, \quad con\ un\ asentamiento \quad \rho_u = 2.9\ cm$$

Cálculo analítico de la capacidad de carga

La carga última determinada en la prueba de carga anteriormente descrita incluye la capacidad de carga de la punta Q_{pu}, cuyo valor depende de la resistencia al corte de la arcilla en que se apoya. Generalmente, en pilotes de fricción apoyados en arcilla, la forma de la curva de *carga-asentamiento* no permite definir este valor con precisión; pero puede ser estimado teóricamente en función de la resistencia a la penetración de la punta del cono. De igual manera, es posible calcular, independientemente, la capacidad de carga friccionante Q_{fu}. Resulta interesante hacer este cálculo para el presente caso y compararlo con el valor experimental obtenido de la prueba de carga.

Estimación de la capacidad de carga de la punta

Si se considera que el penetrómetro de cono eléctrico no es sino un pilote a escala reducida, y que la capacidad de carga unitaria de una zapata circular apoyada en arcilla saturada uniforme es independiente de la dimensión del área cargada, puede considerarse que la punta del pilote desarrolla la misma capacidad unitaria que el cono eléctrico; o sea que:

$$Q_{pu} = q_c A_p$$

Donde:

- q_c Resistencia al cono, de la arcilla que se encuentra bajo la punta del pilote, *(11 Kg/cm^2 = 110 ton/m^2)*
- A_p Área de la sección transversal del pilote, 0.16 m^2

Substituyendo valores: $Q_{pu} = 110 \times 0.16 = 17.6\ ton$

Este valor representa apenas el *8%* de la carga última total.

Estimación de la capacidad friccionante

Se expresa por la siguiente ecuación:

$$Q_{fu} = [s_{f1} Z_1 + s_{f2}(L - Z_1)]P$$

En la que:

- s_{f1} Resistencia friccionante promedio entre el fuste del pilote y el estrato de limo, con espesor Z_1
- s_{f2} Resistencia al corte promedio de la arcilla, con espesor $(L-Z_1)$
- P Perímetro de la sección transversal del pilote
- L Longitud efectiva del fuste en contacto con el suelo

En el estado de equilibrio límite, se considera que el *esfuerzo friccionante* s_f, en un punto cualquiera de la cara del pilote es igual a la *resistencia al corte del suelo.* Por ello es necesario separar el cálculo de las resistencias de los dos estratos de suelo, uno de *0* a Z_1, correspondiente a los limos arenosos de la costra superficial, y el otro de Z_1 *a* L, que corresponde a la arcilla saturada.

Resistencia al corte de la arcilla saturada.

La resistencia al corte en arcillas saturadas se determina mediante pruebas triaxiales no drenada, cuya env lvente de resistencia es una recta horizontal expresada por la ecuación:

$$s_u = c_u$$

En la que c_u, es la ordenada al origen de la envolvente de Mohr, que representa la resistencia al corte no drenada de la arcilla.

Para pilotes de concreto hincados en arcillas blandas de alta plasticidad *(CH)*, normalmente consolidadas, las mediciones experimentales han demostrado que el esfuerzo friccionante máximo s_f que se desarrolla en la cara del pilote alcanza un valor igual a la resistencia al corte no drenada de la arcilla; o sea que:

$$s_f = c_u.$$

Por correlación experimental entre la resistencia no drenada c_u y la resistencia a la penetración del cono eléctrico q_c, se ha encontrado que:

$$c_u = \frac{q_c}{N_k}$$

Donde:

- c_u Resistencia de la arcilla en prueba triaxial no drenada
- q_c Resistencia a la penetración de la punta del cono eléctrico
- N_k Factor de correlación; $N_k = 13$, para las arcillas del Valle de México[31]

La capacidad friccionante del tramo de pilote en contacto con la arcilla se puede expresar por:

$$Q_{f2} = \frac{\bar{q}_c}{N_k} P(L - Z_1)$$

Donde $\bar{q}_c$ es el valor medio ponderado de la resistencia al cono en el intervalo $(L\text{-}Z_1)$; *es decir,* $\bar{q}_c = 68\ ton/m^2$

Substituyendo valores: $Q_{f2} = (68/13) \times 1.6 \times (25.6 - 5) = 172.4\ ton$

Fricción en la costra superficial

Los limos arenosos de la costra superficial son suelos cohesivos-friccionantes, de falla frágil, que pierden su débil cohesión a causa de los impactos y distorsiones inducidas por el hincado del pilote, pero al ser desplazados horizontalmente se compactan y desarrollan un empuje horizontal sobre las caras del pilote. En tal condición, el esfuerzo friccionante desarrollado en el fuste es solo una función del ángulo de fricción interna del suelo y se expresa por la siguiente ecuación:

$$s_f = p'_h \tan \phi'$$

En la que:

- p'_h *Presión horizontal efectiva, normal a la cara del pilote*
- ϕ' *Angulo de fricción interna efectivo del suelo, determinado en prueba triaxial drenada*

La presión horizontal p'_h puede expresarse en función de la presión vertical p'_z, y de un coeficiente $(K_{\phi p}=p'_z/p'_h)$, que es la relación entre los esfuerzos de compresión conjugados en el plano de falla, para un suelo granular, obtenida del diagrama de Mohr. De esta relación se obtiene la siguiente ecuación:

$$p'_h = K_{\phi p}\, p'_z$$

El esfuerzo tangencial resistente puede expresarse entonces por:

$$s_{f1} = K_{\phi p}\, p'_z \tan \phi'$$

Donde:

$K_{\phi p}$ Relación de esfuerzos de compresión conjugados en la cara del pilote, *expresada por:*

$$\frac{p'_z}{p'_h} = K_{\varphi p} = \frac{1+sen^2\varphi}{1-sen^2\varphi}$$

Siendo p'_z Presión vertical efectiva a la profundidad z

La ecuación para el cálculo de la capacidad friccionante desarrollada en el limo arenoso de la costra superficial es, entonces:

$$Q_{f2} = K_{\varphi p} \tan\varphi' \overline{p'_z} P Z_1$$

Donde:

$\overline{p'_z}$ Valor medio ponderado de la presión vertical efectiva, en el intervalo $(0\text{-}Z_1)$, igual a $2.15\ ton/m^2$

ϕ' Valor medio del ángulo de fricción interna del suelo, $25°$

$$K_{\phi p} = 1.44;\quad \tan\phi' = 0.466;\quad P = 4 \times 0.4 = 1.6\ m;\quad Z_1 = 5\ m$$

Substituyendo: $Q_{f2} = 1.44 \times 0.466 \times 2.15 \times 1.6 \times 5 = 11.5\ ton$

Sumando estos tres valores se obtiene la capacidad de carga última calculada:

$$Q_u = 17.6 + 172.4 + 11.5 = 201.5\ ton$$

Este valor calculado es el *91.6%* del valor medido en la prueba de carga, lo que representa una buena aproximación de ambos métodos para determinar la capacidad del pilote, ante carga aplicada rápidamente.

Recuperación de la resistencia de la arcilla remoldeada

La experiencia descrita en los párrafos anteriores demuestra que, en este caso, en el que se tiene una arcilla normalmente consolidada, y en el que la perforación previa se hizo con diámetro menor que el del círculo inscrito en la sección transversal del pilote, la resistencia de la arcilla remoldeada se recuperó totalmente. En otras pruebas semejantes se ha confirmado que el porcentaje de recuperación de la resistencia de la arcilla remoldeada depende del diámetro de la perforación previa. Se ha observado que, en arcillas normalmente consolidadas del Valle de México, cuando el diámetro de la perforación *es menor que el 75% del diámetro del círculo inscrito* en la sección transversal del pilote, la recuperación de la resistencia es *100%*. Por el contrario, cuando la perforación es *mayor que el círculo circunscrito*, la recuperación, *30 días después de instalado el pilote*, alcanza solamente el *66% del valor de la resistencia natural de la arcilla*; este porcentaje parece incrementarse hasta un *75% a los 90 días*; pero puede ser menor cuando se trata de arcillas preconsolidadas, en las que el remoldeo destruye la historia de los esfuerzos de preconsolidación, y solamente se recupera la parte correspondiente a los esfuerzos efectivos existentes en el suelo en el momento en que se instala el pilote. De aquí se concluye que, *en la instalación de pilotes de fricción, no es recomendable hacer perforaciones previas con diámetro mayor o igual que el del círculo inscrito en la sección transversal*, ya que ello disminuye la resistencia al corte de la arcilla reconsolidada adherida al fuste del pilote, y reduce substancialmente su capacidad de carga friccionante.

Determinación de la carga admisible

Carga estática

La *carga estática admisible* P_{ea}, para el diseño de pilotes de fricción en arcillas saturadas, se expresa por la siguiente ecuación.

$$P_{ea} = \frac{Q_{fe}}{FS_e}$$

Donde:

Q_{fe} Capacidad de carga friccionante estática
FS_e Factor de seguridad estático

Las cargas estáticas de una estructura son cargas permanentes, aplicadas a los pilotes a través del proceso de construcción, que normalmente dura varios días o meses; por tanto el suelo está sometido a una baja velocidad de deformación.

Por otra parte, la capacidad de carga determinada mediante pruebas de carga rápida, o por el método analítico antes descrito, basado en procedimientos de campo o laboratorio para determinar la resistencia al corte de la arcilla, en las que la deformación se aplica con alta velocidad *(cargas rápidas)*, dan una capacidad de carga última representativa del comportamiento del pilote ante cargas rápidas. En tales condiciones, *el factor de seguridad para cargas permanentes, de acción lenta, debe definirse comparando este tipo de carga con la capacidad friccionante del pilote a largo plazo, dada por su respuesta a deformaciones de baja velocidad, representada por los experimentos del Prof. R.J. Marsal*[21] *descritos en este capítulo, de los cuales se deduce que la capacidad de carga ante deformación lenta de un pilote de fricción en arcilla blanda del Valle de México es del orden de 75% de la obtenida con pruebas de carga rápidas, o por el método analítico basado en pruebas rápidas no drenadas.* En este caso, la carga estática admisible se expresa por la siguiente ecuación:

$$P_{ea} = \frac{0.75 Q_u}{FS_e} \qquad (2\text{–}28)$$

En la que Q_u es la capacidad de carga última en prueba de carga rápida.

El factor de seguridad ante carga estática comúnmente aceptado para pilotes de fricción es:

$$FS_e = 2$$

En el caso particular de la prueba de carga rápida antes descrita, siguiendo este criterio para cargas estáticas, se tendría una carga admisible de:

$$P_{ea} = 0.75x220/2 = 83\ ton$$

Carga dinámica

Ante la acción de carga dinámica cíclica, como en el caso del sismo, la respuesta del pilote de fricción es semejante a la de un pilote de prueba en carga rápida. En este caso, el factor de seguridad dinámico aceptable es $FS_d = 1.7$, con respecto a la capacidad de carga última Q_u. En este caso el valor máximo de la carga dinámica aceptable (P_{da}) sería:

$$P_{da} = Q_u/1.7 = 220/1.7 = 129\ ton$$

Este criterio está basado en la observación del comportamiento de un buen número de cimentaciones sobre pilotes de fricción que mostraron un desempeño aceptable durante los macrosismos de 1985 en el Valle de México. Las cimentaciones que cumplían con esta criterio de seguridad *no presentaron falla por remoldeo de la arcilla, y los asentamientos acumulados bajo la acción de la carga cíclica fueron menores de 5 cm.*

Fricción negativa en pilotes de fricción

Si el pilote de fricción es instalado en un depósito de arcilla compresible que está en proceso de consolidación, se desarrollará sobre su fuste una fricción negativa, a causa del descenso de la superficie del terreno respecto al pilote. Este fenómeno tiene un doble inconveniente para el pilote de fricción; *por una parte, disminuye la capacidad de carga friccionante del pilote, y por otra, aumenta la carga aplicada.* El resultado final es una disminución del factor de seguridad estático.

Las consecuencias de la fricción negativa en un pilote de fricción pueden explicarse con el auxilio del diagrama de transferencia de carga, como se muestra en la figura *2–32.*

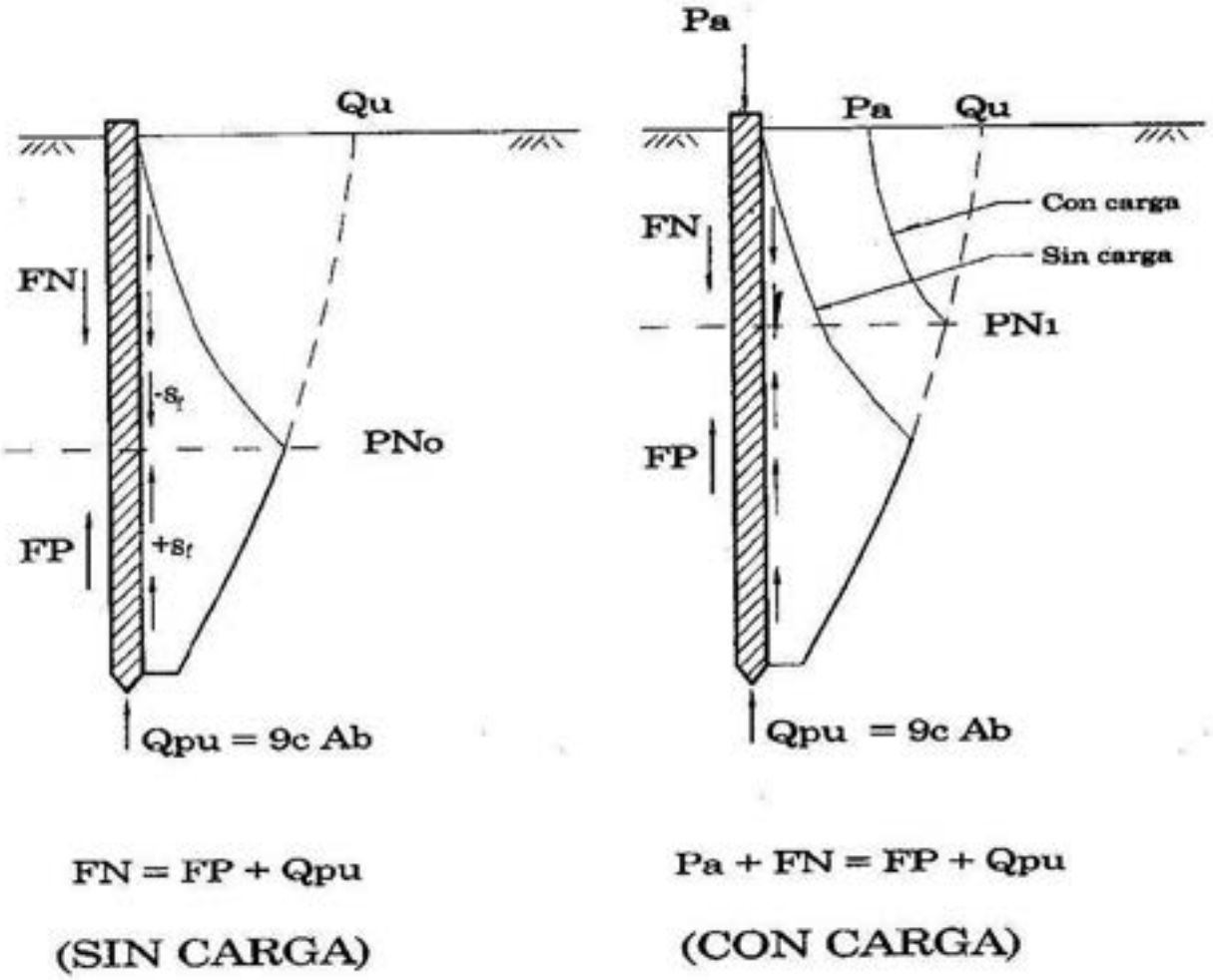


Figura 2-32. *Fricción negativa en un pilote de fricción*

Pilote sin carga

El diagrama de lado izquierdo de la figura representa la condición de *equilibrio límite a la que llega un pilote sin carga en la cabeza*, cuando se encuentra en un depósito de arcilla en proceso de consolidación. Después de algún tiempo de haber sido instalado, en la parte superior del fuste se desarrollan esfuerzos friccionantes descendentes $-s_f$, que inducen una carga de fricción negativa FN sobre el pilote, la cual hace que el pilote se desplace hacia abajo generando esfuerzos friccionantes ascendente $+s_f$, que a su vez inducen la fuerza de fricción positiva FP y se desarrolla también la reacción Q_{pu} que es la capacidad de carga última del suelo subyacente a la punta. *Cuando en este mecanismo la capacidad Q_{pu} sumada a la fricción positiva FP son iguales a la fricción negativa FN, el pilote se encuentra en equilibrio límite*; en esta condición, la fricción positiva transferida por el pilote al suelo en la parte inferior

del diagrama limitada por el plano neutro *PNo*, seguirá la curva de transferencia correspondiente a la carga de falla última Q_u, determinada en la prueba de carga del pilote.

El plano neutro *PNo* marca la profundidad en la cual los esfuerzos friccionantes cambian de signo y la fricción negativa *FN* alcanza su máximo valor. *Es de importancia práctica hacer notar que, en esta condición de equilibrio límite del pilote, cualquier asentamiento adicional de la superficie hará descender al pilote a la misma velocidad que la superficie misma.*

Pilote con carga en la cabeza P_a

El diagrama del lado derecho de la figura *2–32* muestra cómo se modifica el diagrama del lado izquierdo cuando se aplica al pilote la carga P_a, transmitida por la estructura. En la condición de equilibrio límite de caso anterior, al aplicar la carga P_a, el pilote sufrirá un pequeño asentamiento que producirá un desplazamiento relativo descendente de éste con respecto al suelo, generando así tres cambios importantes:

- *Disminuye la fricción negativa FN.*
- *Aumenta la fricción positiva FP.*
- *Sube el plano neutro a la posición PN_1.*

Esto crea una nueva condición de equilibrio límite expresada por la ecuación:

$$P_a + FN = Q_{pu} + FP$$

Una vez más, en esta nueva condición de equilibrio límite, el pilote continuará descendiendo a la misma velocidad que la superficie del terreno, tal como se observa en todas aquellas construcciones apoyadas en pilotes de fricción, sin impedimento alguno en la punta, en la ciudad de México.

Gracias a este mecanismo autorregulador, la cabeza del pilote puede seguir al hundimiento de la superficie, *operando así como un pilote de control automático.*

Acción del sismo

Por otra parte, si se aplica a la cabeza un incremento rápido de la carga, como ocurre con la acción de un sismo, *el pilote penetrará en el suelo, disminuyendo la fricción negativa y aumentando la positiva.* Se requiere solamente una penetración de 1 a 2 *cm*, para hacer desaparecer toda la fricción negativa, y bastará otra penetración igual para recuperar toda la fricción positiva. *Este mecanismo de recuperación de la capacidad de fricción positiva es la causa de que, los pilotes de fricción que se encuentran en equilibrio estático límite bajo la acción de la fricción negativa y la carga estática, sean capaces de soportar los incrementos de carga dinámica inducidos por un sismo.* Este comportamiento se observó durante los sismos de 1985 en un gran número de edificios de la ciudad de México apoyados en pilotes de fricción, los cuales experimentaron asentamientos de 3 a 16 *cm*, sin que se produjera el colapso de la cimentación.

El análisis de varios casos de edificios que mostraron este comportamiento de su cimentación, estudiados después de los sismos, indicó que la carga total máxima *(estática más dinámica)*, impuesta a los pilotes de fricción más cargados por el sismo, fue menor que su capacidad de carga última Q_u, estimada con base en mediciones de la resistencia al corte no drenada c_u de la arcilla. Los detalles de este análisis se explican al final de este capítulo.

Comportamiento de pilotes de fricción bajo carga cíclica

El comportamiento de los pilotes de fricción bajo la acción de cargas cíclicas ha sido estudiado experimentalmente mediante pruebas de carga en pilotes a escala natural. A. Jaime[32] realizó pruebas con pilotes de fricción construidos de concreto reforzado, con sección cuadrada de *30 cm* por lado y longitud efectiva de 10 *m*, hincados en arcilla blanda del Valle de México, en una perforación previa de *15 cm* de diámetro en toda la longitud del pilote.

La capacidad de carga última determinada mediante prueba estática de baja velocidad fue de *54 ton*, con desplazamiento de 2.2 *cm*, aplicados en un lapso de 20 *horas*. La capacidad de carga estimada para la punta Q_{pu}, en función de la resistencia al corte de la arcilla medida en pruebas triaxiales no drenados fue de 6 *ton*, lo que deja una capacidad

friccionante, $Q_{fu} = 48\ ton$. A esta capacidad corresponde un esfuerzo friccionante medio $s_f = 48/1.2 \times 10 = 3.9\ ton/m^2$.

Este valor resulta ser *16.7% mayor* que el promedio de la resistencia no drenada de la arcilla cuyo valor fue $c_u = 3.34\ ton/m^2$, mostrando con ello una completa recuperación de la resistencia de la arcilla remoldeada por el hincado de los pilotes.

Aplicación de las cargas cíclicas

La figura *2–33* presenta dos gráficas que muestran la relación entre las cargas cíclicas y los desplazamientos ascendentes y descendentes de dos de los pilotes probados. En la gráfica de la izquierda se observa que el pilote fue sometido primero a una carga estática, $P_e = 25\ ton$, la cual se mantuvo constante durante el tiempo necesario para alcanzar la estabilización del desplazamiento vertical del pilote. Enseguida se aplicó la carga cíclica iniciándola con un incremento rápido de *17.5 ton*, seguido de un decremento de *35 ton*, que fue la amplitud de la variación de la carga en los primeros ciclos subsecuentes, incrementándose la amplitud a *40 ton* en los ciclos finales.

La frecuencia de las oscilaciones de la carga fue de *0.1 cps*. La carga máxima aplicada al pilote, formada por la suma de la carga estática inicial más el incremento de carga dinámica, $P_m = P_e + P_{cy}/2$, fue de *45 ton*. Esto implica que el factor de seguridad mínimo fue de:

$$FS_{min} = 54/45 = 1.2$$

Se observa que el desplazamiento acumulado por el pilote bajo la carga cíclica fue apenas de *1 mm*, y que el comportamiento del sistema pilote–suelo es de tipo elástico.

En la gráfica del lado derecho de la figura se observa que la carga estática aplicada a otro de los pilotes ensayados fue de *40 ton*, con una amplitud de la carga dinámica de *32 ton*; es decir que la carga máxima fue de *56 ton*; este valor es ligeramente mayor que la capacidad de carga última Q_u, dando un factor de seguridad menor que la unidad.

$$FS_{min} = 54/56 = 0.96$$

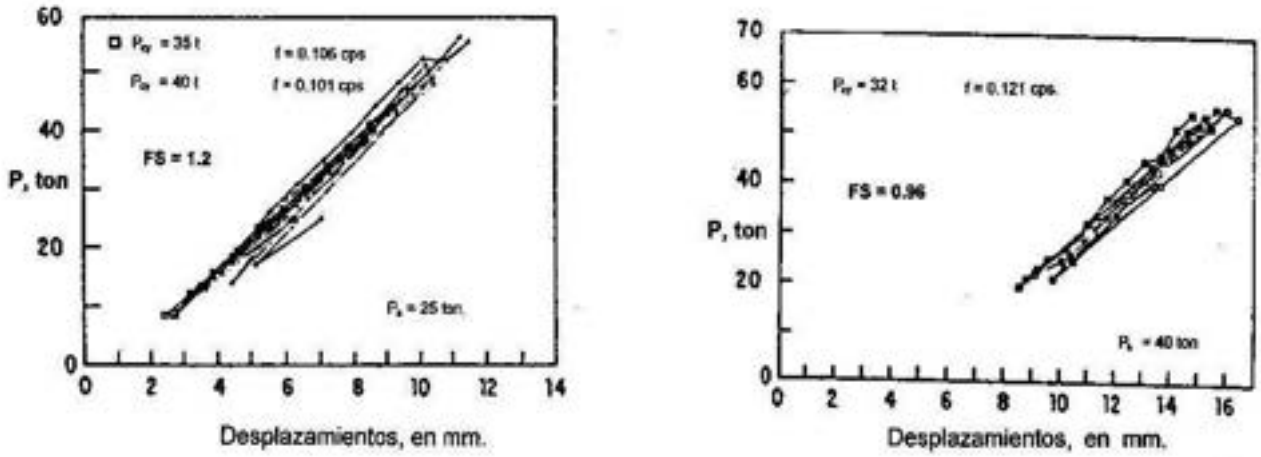


Figura 2-33. *Pruebas cíclicas en pilotes de fricción* [32]

Se ve que, no obstante que la carga máxima es semejante a la capacidad de carga última, el comportamiento del pilote sigue siendo elástico y el desplazamiento acumulado muy pequeño.

En otro de los ensayes, la falla del suelo se produjo cuando la carga máxima P_m, superó a la capacidad de carga última Q_u, *en 14 %.*

Comportamiento de cimentaciones con pilotes de fricción bajo la acción del sismo

Existen en el área de la Ciudad de México *varios cientos* de edificios cuyas cimentaciones se apoyan en pilotes de fricción, los cuales estuvieron expuestos a los efectos de los macrosismos de 1985. Entre este gran número de edificios se presentaron *cuatro casos de falla severa* de este tipo de cimentación, observándose asentamientos bruscos importantes que variaron entre 60 *cm*, y 2.5 *m*, con algunos daños estructurales. En tres de estos edificios las estructuras fueron reparadas junto con la cimentación, pero en otro de ellos se produjo el volcamiento de la estructura debido a rotura de los pilotes por tensión en un lado de la cimentación, y hundimiento de los pilotes en el suelo por sobrecarga, en el lado opuesto. En cambio, el resto de ese gran número de edificios mostró un comportamiento aceptable de los pilotes de fricción, habiéndose desarrollado asentamientos que fluctuaron entre *3 cm y 16 cm*, en los casos estudiados. En varios de estos últimos casos se hicieron análisis para estimar los valores de las cargas inducidas por el sismo en

los pilotes más cargados, obteniéndose valores del factor de seguridad variable desde *1.6* para las cimentaciones con asentamientos residuales de *3 a 5 cm*, hasta *1.3* para asentamientos de *12 a 16 cm*.

En el análisis de las cargas inducidas por el sismo sobre los pilotes de la cimentación se empleó el momento sísmico calculado por el método estático simple del Reglamento de las Construcciones de la Ciudad de México, que se describe en el *capítulo 2–7*.

Los resultados de estos análisis son congruentes con las conclusiones de los experimentos de A. Jaime. *Con base en estas experiencias puede recomendarse, para el diseño de nuevas cimentaciones sobre pilotes de fricción o para la verificación de la seguridad de cimentaciones existentes, usar un factor de seguridad no menor de 1.7 para los pilotes más cargados por el sismo, definido por la siguiente ecuación:*

$$FS_s = \frac{Q_u}{P_e + P_d} \geq 1.7 \qquad (2\text{–}29)$$

En la cual:

FS_s *Factor de seguridad sísmico*
Q_u *Capacidad de carga última del pilote*
P_e *Carga estática en la cabeza del pilote*
P_d *Carga dinámica inducida por el sismo sobre el pilote.*

Capítulo 2–6.....315

Pilotes y pilas en depósitos de arena y en suelos estratificados..... 315

Instalación..... 315

Pilotes hincados en depósitos de arena suelta..... 315
Pilotes hincados en suelos estratificados..... 316
Pilotes tubulares de gran diámetro..... 316
Pilas coladas en perforación previa..... 316
Pilotes precolados hincados en perforación previa..... 317
Perforación con chiflones de agua..... 318

Elección del procedimiento de instalación..... 319

Capacidad de carga y asentamiento de pilas en arena o en suelos estratificados..... 319

Pruebas de carga en pilas..... 320

Estratigrafía y propiedades mecánicas de los suelos del sitio..... 321
Descripción del perfil del suelo..... 322
Determinación de los valores del ángulo ϕ de las arenas 322

Resultados de las pruebas de carga..... 324

Pila corta..... 324
Pila larga..... 324

Capacidad de carga admisible..... 324

Pila corta..... 324
Pila larga..... 325

Cálculo de la capacidad de carga de las pilas..... 325

Capacidad friccionante..... 327
Capacidad de carga de la pila corta..... 328
Capacidad de carga de la pila larga..... 330

Observaciones..... 331

Análisis del asentamiento de una pila..... 332

Trazo de la curva Q–ρ simplificada..... 332
Trazo de la gráfica Q–ρ teórica..... 333

Ejemplo **335**
Trazo de la gráfica $Q-\rho$ para la pila larga *335*
Asentamiento admisible **337**
Tipo de estructura *337*
Tipo de cimentación *337*
Longitud del empotramiento *338*
Asentamiento máximo admisible *338*
Ejemplo: *339*
Capacidad de carga de pilotes hincados en arena .. **339**
Distribución de esfuerzos *341*
Capacidad friccionante última *344*
Capacidad de carga de la punta *345*
Ejemplo: Pilote hincado en arena **345**

Capítulo 2–6

Pilotes y pilas en depósitos de arena y en suelos estratificados

Instalación

Frecuentemente es necesario instalar pilotes o pilas en depósitos de arena suelta o de suelos estratificados, para lo cual se requiere emplear diferentes procedimientos constructivos, dependiendo de las características de los suelos y de la magnitud de las cargas de la estructura. A continuación se describen algunos de los procedimientos más comunes de la práctica.

Pilotes hincados en depósitos de arena suelta

Algunas veces, los pilotes hincados se emplean para atravesar estratos de arena de baja compacidad *(N<15 golpes)* y apoyar la punta en estratos de alta compacidad *(N>40 golpes)*, obteniendo así una alta capacidad de carga de la punta. En otros casos, la punta y el fuste de los pilotes quedan alojados en los estratos de baja compacidad, transfiriéndoles la mayor parte de la carga por fricción.

En ambos casos la instalación de los pilotes se hace por hincado a golpe o a vibración, *desplazando y compactando la arena suelta alrededor del pilote.* La compactación aumenta el ángulo de fricción de la arena ϕ', y el desplazamiento horizontal del suelo incrementa la presión lateral p'_h, que éste ejerce sobre la superficie del fuste; *ambos efectos contribuyen a incrementar el esfuerzo friccionante* s_f *que la arena puede desarrollar sobre el fuste* ($s_f = p'_h \tan\delta$), *lo cual mejora considerablemente la capacidad de carga friccionante.* Si la punta no se apoya en un estrato de arena de alta compacidad, la capacidad friccionante en el fuste Q_{fu} adquiere una importancia igual o mayor que la capacidad de la punta Q_{pu}.

El desplazamiento horizontal del suelo al hincar los pilotes produce expansión vertical de la superficie del terreno, capaz de causar daños a estructuras colindantes

Pilotes hincados en suelos estratificados

También es frecuente hincar pilotes en depósitos de suelos formados por estratos blandos y compresibles de arcillas o de limos, intercalados con algunas capas de arena compacta ($N>30$). En tales casos, las capas de arena compacta deben ser atravesadas por los pilotes para apoyar la punta en estratos más compactos y profundos, con el fin de obtener una mayor capacidad de carga de la punta. El hincado de pilotes a través de las capas de arena compacta presenta algunas limitaciones importantes de orden práctico, derivadas de la necesidad de usar martillos con alta energía de impacto que demandan alta resistencia estructural de los pilotes. En el caso de hincar pilotes de concreto a través de estratos de arena compacta, se requieren resistencias del concreto en compresión f'_c, mayores que $350\ kg/cm^2$ y refuerzos de acero adicionales, además de un cuidadoso control del hincado para evitar la destrucción del pilote por la energía alta de los impactos del martillo.

Pilotes tubulares de gran diámetro

El empleo de martillos de alta energía de impacto es común en la instalación de los pilotes para las plataformas petroleras marinas, los cuales son formados por *tubos de acero de resistencia alta*, con diámetros del orden de 1 m, o mayores, y pared gruesa, con el extremo inferior abierto. Al hincar el tubo a través de los depósitos estratificados del fondo marino, penetra en su interior un prisma de suelo, el cual se extrae periódicamente por lavado o perforación y se substituye por un tapón de concreto colado bajo el agua.

Cuando la punta penetra en suelos duros, el prisma de suelo interior forma un tapón suficientemente compacto, que ofrece gran resistencia al hincado y no requiere ser substituido por concreto. Este diseño busca reducir al mínimo posible el volumen de suelo desplazado por el pilote, así como la energía necesaria para el hincado, a la vez que desarrolla una capacidad de carga amplia.

Pilas coladas en perforación previa

El uso de pilas que atraviesan suelos estratificados es una alternativa común en cimentaciones urbanas y en puentes carreteros. Para la instalación de las pilas se requiere el empleo de máquinas perforadoras, de diseños variados, para producir en el suelo agujeros con paredes estabilizadas, ya sea mediante un tubo de ademe o lechada bentonítica. La profundidad de la perforación se lleva generalmente hasta un estrato

duro de apoyo; aunque algunas veces penetra en él una profundidad adicional igual o mayor que tres o cuatro veces el diámetro de la pila, con el fin de desarrollar mayor capacidad de carga en el suelo del estrato duro.

Una vez terminada la perforación, se limpia el fondo para eliminar los sedimentos de arena suelta y se procede a rellenarla de concreto fluido, con *revenimiento mayor de 18 cm* y aditivo retardador de fraguado, cuya función es mantener el concreto fluido durante el tiempo que tarde la operación del colado, con el fin de garantizar el desarrollo completo de la máxima presión hidrostática horizontal que el concreto fluido es capaz de producir contra la pared de la perforación. El concreto es colocado en el fondo de la perforación mediante un tubo Tremie, para formar una pila cuyo diámetro varía de 0.6 *m* hasta más de 2 *m*. Al hacer la perforación, se produce en su pared un pequeño *desplazamiento radial del suelo hacia el interior, el cual se recupera y se convierte en una expansión radial al recibir la presión horizontal producida por el concreto fluido.*

La combinación de una alta presión radial de contacto, p'_h, entre el concreto y la arena y de un alto coeficiente de fricción entre los dos medios, $tan\delta = tan\phi'$, produce una alta resistencia friccionante en el contacto *arena-concreto*, que desarrolla gran capacidad de carga friccionante en el fuste de la pila, con pequeño asentamiento de la cabeza. Este fenómeno resulta muy útil cuando se requieren cimientos profundos para estructuras altamente sensibles a los asentamientos diferenciales.

Pilotes precolados hincados en perforación previa

El desplazamiento horizontal del suelo producido al hincar pilotes genera expansión de la superficie del terreno que puede ser capaz de causar daños a las estructuras o instalaciones colindantes. Para evitar estos daños se recurre a realizar perforaciones previas que se emplean para introducir en ellas los pilotes precolados, logrando así dos efectos útiles:

- Reducir la expansión de la superficie del terreno causada por el desplazamiento del suelo al hincar los pilotes.
- Facilitar el hincado a través de estratos intercalados muy compactos,

que podrían impedir el paso de los pilotes hacia estratos de apoyo más profundos.

El diámetro de las perforaciones previas al hincado suele variar desde 70% hasta 100% del diámetro del círculo inscrito en la sección transversal del pilote. El valor más alto puede ser necesario para pilotes cuadrados que atraviesan estratos de arena muy compactos, en tanto que el menor es empleado en depósitos de suelos finos de consistencia blanda a media y en arenas sueltas a semicompactas.

Debe tenerse presente que, al hacer perforaciones previas en arenas, a medida que crece su diámetro *se reduce el volumen del suelo desplazado por el pilote* al introducirlo en la perforación, y eso disminuye su capacidad friccionante. Perforaciones con diámetros de 75% a 85% del diámetro del círculo inscrito en la sección transversal del pilote constituyen un buen compromiso entre la facilidad de hincado y el desarrollo de la capacidad friccionante.

Perforación con chiflones de agua

La perforación previa al hincado de pilotes en depósitos de arena o grava suele hacerse también con el auxilio de chiflones de agua inyectada a presión (10 a 20 kg/cm^2), por tubos instalados dentro del pilote, los cuales descargan el agua en la punta y desplazan la arena por erosión, creando un espacio más amplio que el pilote, el cual desciende por su propio peso, hasta alcanzar una profundidad de 1 a 2 m arriba del nivel de proyecto para la punta.

Una vez alcanzada la profundidad, se suspende la circulación del agua y se rellena el espacio entre el pilote y el suelo con arena suelta, preferentemente de granos gruesos, con el fin de recuperar el *confinamiento lateral del pilote*. Se inicia entonces el hincado hasta alcanzar una resistencia a la penetración de 1 a 2 cm por golpe del martillo *(rechazo)*, para garantizar un buen apoyo de la punta. Es obvio que en estas condiciones no se produce desplazamiento lateral de la arena que rodea al fuste, el cual *queda confinado por arena suelta*, dando por resultado una *baja capacidad friccionante*, generalmente muy pequeña en comparación con la punta. Es común que los pilotes instalados por este procedimiento queden colocados fuera de su posición de proyecto, lo cual plantea algunas dificultades para conectarlos a la estructura de cimentación.

Elección del procedimiento de instalación

Con base en los conceptos expresados en los párrafos anteriores, resulta obvio que, una decisión racional sobre el tipo de cimiento profundo, sus dimensiones y el procedimiento de instalación más adecuados para cada caso particular requiere de la evaluación de alternativas técnicamente viables, *lo cual solo es posible si se dispone de información suficiente y confiable sobre la estratigrafía y las propiedades mecánicas de los suelos del sitio de la obra.*

Los años en los que se pensaba que bastaba hincar los pilotes, contar el número de golpes y llevarlos *al rechazo* para determinar su capacidad de carga y garantizar su buen funcionamiento, sin conocer el suelo, han quedado ya en la historia de las experiencias fallidas, de cuyo estudio se ha derivado el conocimiento actual de las cimentaciones profundas.

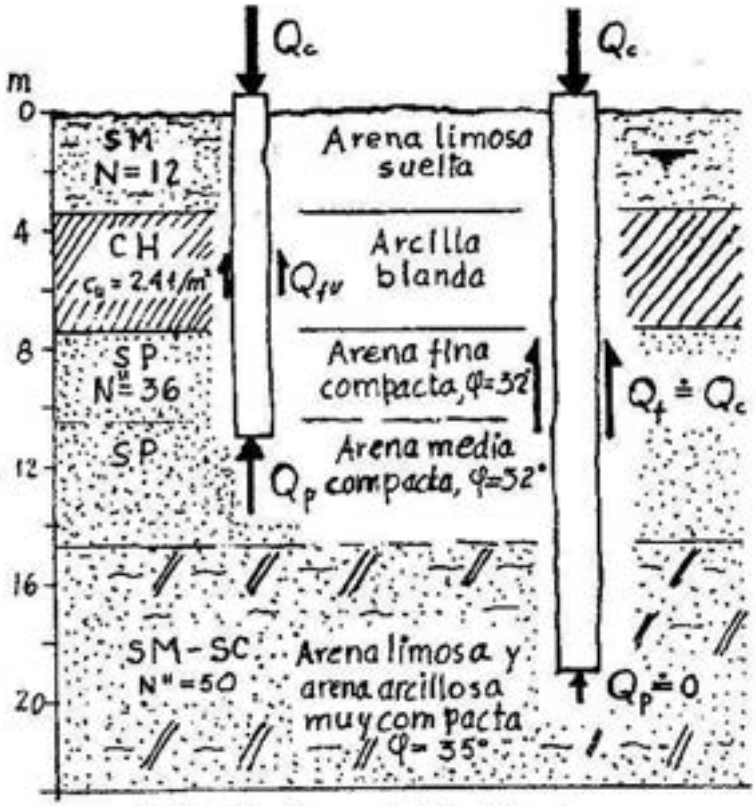
Cualquiera que sea el tipo de cimiento profundo (pilas o pilotes), propuesto como alternativa a estudiar, es necesario determinar su *capacidad de carga y el asentamiento predecible para las cargas admisibles seleccionadas.* Ambos temas se tratan a continuación.

Capacidad de carga y asentamiento de pilas en arena o en suelos estratificados

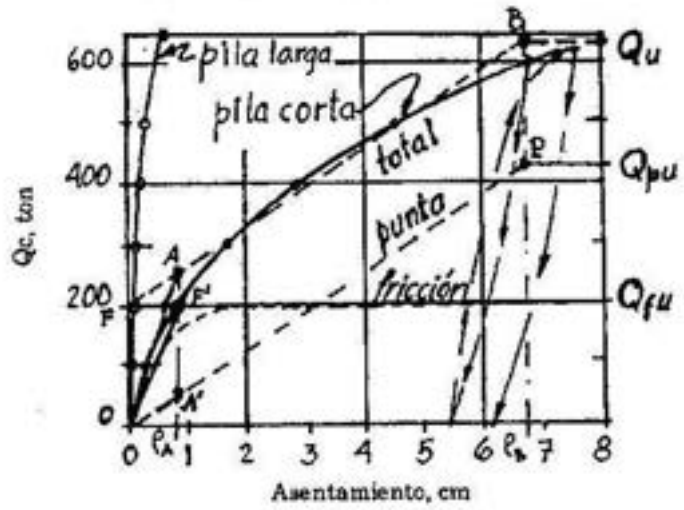
Igual que en el caso de un pilote, la capacidad de carga de una pila está formada por dos componentes: la capacidad friccionante desarrollada por el suelo que rodean al fuste Q_{fu}, y la capacidad desarrollada por la resistencia del suelo que subyace a la punta Q_{pu}. La suma de ambas es la capacidad de carga última de la pila, expresada por la misma ecuación que se emplea para pilotes:

$$Q_u = Q_{fu} + Q_{pu} \qquad (2\text{–}27)$$

La capacidad de carga de una pila se determina mediante pruebas de carga o por métodos analíticos, como se ilustra a continuación.



(a) Estratigrafía y propiedades del suelo



(b) Gráfica asentamiento-vs-carga

Figura 2-34. Pruebas de carga en pilas en depósitos de arena

Pruebas de carga en pilas

La figura *2–34* muestra los resultados de dos pruebas de carga estática realizadas en dos pilas de 1.3 *m* de diámetro y longitudes de 11 *m* y 20 *m*, respectivamente, instaladas en suelos estratificados de origen deltaico[33], en los que las perforaciones previas se hicieron empleando

una máquina rotatoria provista de un bote perforador, que es un tubo cilíndrico de acero con dientes cortadores en el extremo inferior; el fondo está cerrado por un disco metálico en el que existe una ranura por la que entra el material cortado. La ranura está cubierta por una compuerta que permite la entrada del material e impide su salida.

Las paredes de las perforaciones se estabilizaron con *lechada viscosa de agua y bentonita (lechada bentonítica).* Al terminar la perforación se hizo *la limpieza del fondo,* mediante una bomba de succión neumática (*air lift*), con el fin de eliminar la arena suelta depositada en el fondo, así como la lechada contaminada por arena; *esta precaución permite garantizar el buen contacto del concreto con la arena del fondo, en su estado natural de compacidad y libre de residuos de bentonita y arena suelta,* con lo cual se logra el desarrollo completo de la capacidad de carga de la punta con el menor asentamiento posible. El concreto de la pila fue colocado desde el fondo de la perforación mediante un tubo Tremie.

A continuación se describen brevemente las características y propiedades geotécnicas del sitio de las pruebas. Este conocimiento permitirá hacer la correcta interpretación de los resultados de las pruebas y compararlos con los valores obtenidos mediante el método analítico, basado en los valores numéricos de las propiedades mecánicas de los diferentes estratos de suelo definidos en el estudio geotécnico.

Estratigrafía y propiedades mecánicas de los suelos del sitio

El perfil estratigráfico del sitio de las pruebas, que se muestra en la figura *2–34*, está formado, hasta 24 *m* de profundidad, por una sucesión de cuatro estratos, de los cuales tres son de arenas de granulometría y compacidad variables con la profundidad y otro, comprendido entre 3.2 *m* y 7.5 *m* de profundidad, es un estrato de arcilla blanda de alta plasticidad *(CH)* cuya resistencia media no drenada es c_u=*2.4 ton/m²*, determinada en pruebas triaxiales no drenadas practicadas en en muestras inalteradas.

Del estrato de arcilla se obtuvieron muestras inalteradas con el muestreador Shelby; en tanto que en los estratos de arenas se utilizó el muestreador estándar de pared gruesa, hincado a golpe, para obtener muestras alteradas y determinar la variación de la resistencia a la

penetración estándar N del tubo muestreador. A partir del valor de N se determinó el ángulo de fricción interna efectivo ϕ' de los diferentes estratos de arena, basándose en correlaciones empíricas entre estos dos parámetros, frecuentemente usadas en la práctica. Para mayores detalles sobre esta correlación véase el *Capítulo 1–4.*

Descripción del perfil del suelo

- La primera capa de arena tiene textura fina limosa *(SM)* con más de 12% de limo no plástico y una resistencia a la penetración estándar N=12 *golpes*; lo que indica una estructura suelta y saturada, susceptible a la licuación por sismo.
- Bajo la capa de arcilla se encuentra la segunda capa de arena, con 7.2 *m* de espesor, de textura fina a media, limosa y mal graduada, con 14% de finos no plásticos *(SP)*, con granos redondeados y resistencia media a la penetración de 36 *golpes*, que indican una estructura compacta.
- A 14.6 *m* de profundidad se encuentra un depósito de arena de textura media limo–arcillosa, conteniendo de 12% a 16% de finos de baja plasticidad *(SM–SC)*, de estructura muy compacta, con resistencia a la penetración mayor de 50 *golpes*.
- El nivel freático está a 1 *m* de profundidad.

Determinación de los valores del ángulo ϕ' de las arenas

La correlación empírica entre el ángulo de fricción interna efectivo ϕ' y el índice de penetración estándar N, se muestra en la figura *1–8a* de la *Sección 1.* En el *capítulo 1–4* se explica que, cuando se tienen arenas finas limosas o arcillosas cuya resistencia a la penetración estándar medida en el campo N es mayor de 15 golpes, el valor de N debe ser corregido por dilatancia y presión vertical confinante, de acuerdo con la siguiente ecuación experimental:

$$N'' = C_N N' \qquad (a)$$

En la que el valor del factor de corrección C_N se ha determinado mediante correlación experimental (Peck [13]), y se expresa por la siguiente ecuación:

$$C_N = 0.77 \log \frac{20}{p'_z} \qquad (b)$$

Esta ecuación es aceptable para valores de p'_z *mayores de 0.5 kg/cm²*.
El valor de N' es el corregido por dilatancia, según la ecuación:

$$N' = (N/2 + 7.5) \qquad (c)$$

Donde N es el número de golpes medidos en el campo al hincar el muestreador estándar en una profundidad de 30 cm.

El valor N'' es el que se debe usar en la gráfica *1-8b* para obtener el valor del ángulo de fricción interna ϕ', el cual podrá ser aplicado a cualquier cálculo de la capacidad de carga.

La tabla de la figura *1-8c* muestra el proceso de cálculo aplicado a la corrección de los valores de la resistencia a la penetración obtenidos en el campo, en el sitio donde se realizaron las pruebas de carga de las dos pilas.

Detalles del cálculo

- En la primera columna de la tabla *1–8c* se muestra la estratigrafía de los suelos del sitio.
- La segunda columna contiene los valores medios del número de golpes del muestreador estándar N, medidos en el campo durante los trabajos de muestreo.
- En la tercera columna se presentan los valores de N', obtenidos al corregir los de la columna anterior por el efecto de dilatancia, según la ecuación *(c)*.
- Los valores promedio de N'', que es el valor de la resistencia a la penetración corregida por presión vertical confinante, se presentan en la séptima columna, y se obtienen aplicando las ecuaciones de corrección *(a) y (b)*, de la página anterior.
- El factor de corrección C_N, expresado por la ecuación (b), se presenta en la columna *6* y se calcula definiendo, previamente, el valor medio de la presión vertical efectiva $p'_z = \Sigma \gamma'_i z_i$, a la profundidad media de cada capa. Estos valores de p'_z se muestran en la gráfica de la derecha y en la columna 5.
- Finalmente, el valor de ϕ' se obtiene de la curva *2* en la figura *1–8b*, que corresponde a las arenas limosas finas con granos redondeados.

Estos valores del ángulo de fricción interna efectiva serán utilizados para comparar los resultados obtenidos de las pruebas de carga, con la valuación de la capacidad de carga calculada por el método analítico.

Resultados de las pruebas de carga

La figura *2–34* muestra las gráficas de carga–asentamiento para las dos pilas probadas. En ambas pilas se aplicó una carga máxima de 640 ton.

Pila corta

Desplantada a 11 *m de profundidad*, alcanzó, prácticamente, la capacidad de carga última, Q_u = 640 *ton*, con un *asentamiento final de la cabeza de 8 cm*, de los cuales se *recuperaron, al descargar, 1.2 cm*, atribuibles a la deformación elástica del pilote y del suelo. Aunque el extremo superior de la curva no es perfectamente horizontal, su tendencia indica que esta condición final se encuentra ya cercana. La forma de la curva permite definir con razonable aproximación una capacidad friccionante última Q_{fu} = 200 *ton*, dada por la ordenada del punto F, que marca la intersección de la recta *FB* con el eje vertical. La capacidad última de la punta resulta entonces de:

$$Q_{pu} = 640 - 200 = 440 \text{ ton}$$

Pila larga

Desplantada a *20 m* de profundidad, *la carga máxima de la prueba produjo un asentamiento de apenas 6 mm*, los cuales se recuperaron totalmente al descargar, mostrando con ello que la carga aplicada fue menor que la capacidad friccionante última; es decir que, *la carga aplicada fue transferida al suelo casi totalmente por fricción, pasando a la punta solo una pequeña parte de ella.*

Capacidad de carga admisible.

Pila corta

En el caso de la pila corta, aceptando un factor de seguridad de dos, referido a la carga última, se obtendría una *capacidad admisible* $Q_a = Q_u/2 = 320$ *ton, con un asentamiento de 1.8 cm.* Con esta carga de trabajo, el asentamiento diferencial máximo probable entre columnas contiguas, atribuible a la heterogeneidad de los depósitos de arena, sería, de acuerdo con el criterio empírico recomendado por Terzaghi, *"igual a la mitad del asentamiento de la pila de prueba para la misma carga de trabajo"*, o sea de *9 mm en este caso.* Para una estructura continua, el diferencial admisible es de 0.003 del claro *L*; o sea que el claro mínimo para este diferencial aceptable sería de 0.009/0.003 = 3 *m*. Se concluye de aquí que *la carga admisible de 320 ton es aceptable para*

Se concluye de aquí que *la carga admisible de 320 ton es aceptable para cualquier claro mayor que 3 m, en una estructura hiperestática.*

Pila larga

Aunque la carga de prueba aplicada a la pila larga no fue suficiente para desarrollar toda su capacidad de carga, con base en sus resultados se pueden deducir algunos criterios de carácter práctico:

Estas pilas pueden emplearse para apoyar cimentaciones de maquinaria o de otras instalaciones industriales o estructuras altamente sensibles a los asentamientos diferenciales. Por ejemplo: en la cimentación de los trenes de laminación de acero, o de molinos de cemento.

Puede apreciarse que, dentro del intervalo de la carga de prueba, *las pilas largas trabajarán casi exclusivamente por fricción, con un comportamiento casi perfectamente elástico*, en el que la constante de resorte es de $K = 640/0.6 = 1067\ ton/cm$, la cual refleja una rigidez que permite obtener un buen comportamiento dinámico del sistema estructura–pila–suelo.

Cálculo de la capacidad de carga de las pilas

Es de interés calcular la capacidad de carga de estas dos pilas siguiendo el método analítico y comparar los valores así obtenidos con los medidos en las pruebas de carga. La figura *2–35* ayuda a explicar el proceso del cálculo.

A partir de la ecuación general de la capacidad de carga:

$$Q_u = Q_{fu} + Q_{pu} \qquad (2\text{–}27)$$

En un suelo estratificado, la capacidad friccionante es la suma de las fuerzas friccionantes desarrolladas por cada estrato sobre el fuste de la pila, lo cual se expresa por:

$$Q_{fu} = \sum_{i=1}^{i=n} Q_{fi} \qquad (2\text{–}27)'$$

Donde Q_{fi}, representa la fuerza friccionante máxima que puede desarrollarse en cada capa de suelo.

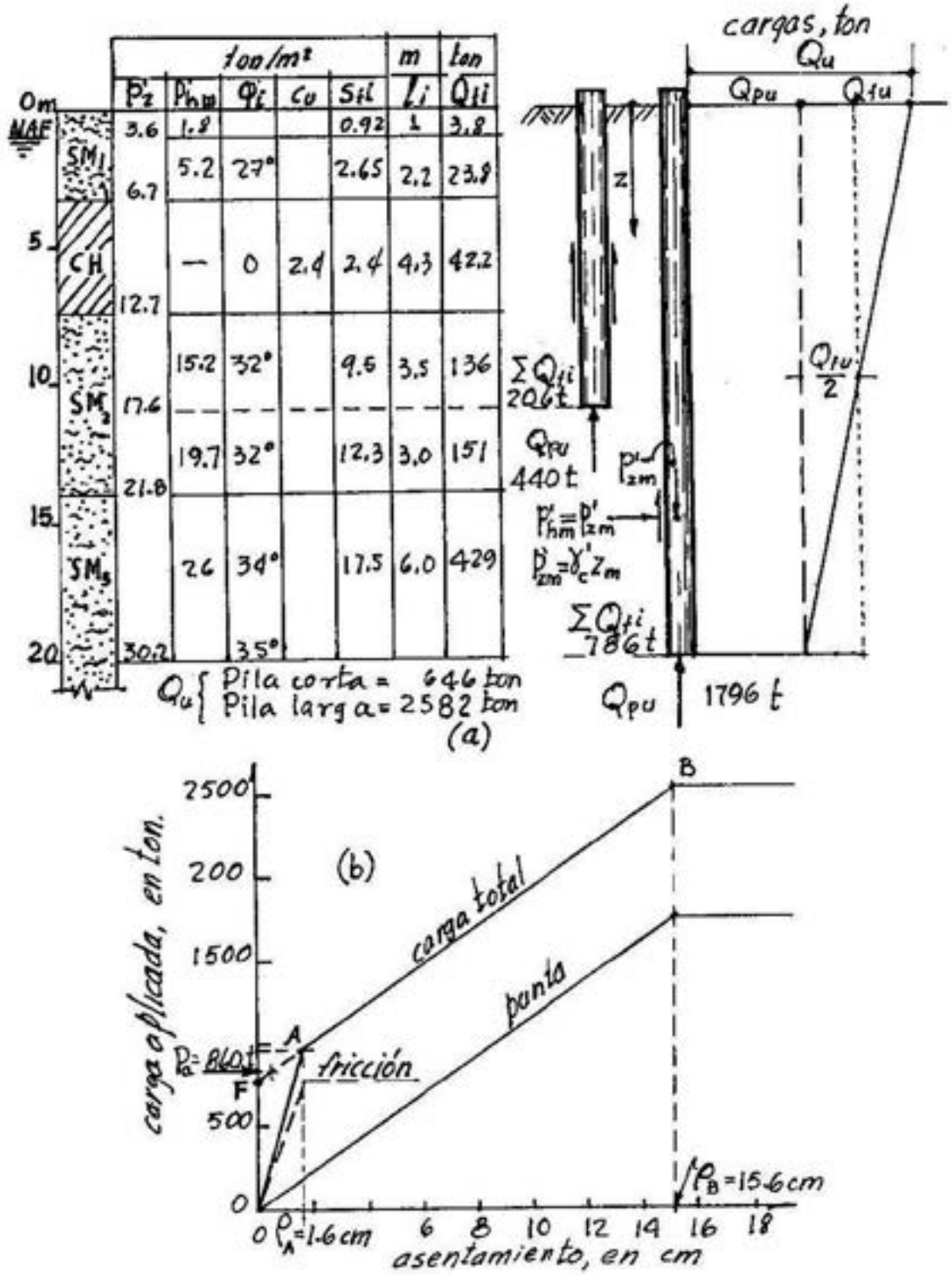


Figura 2-35. *Cálculo de la capacidad de carga y el asentamiento de pilas en arena*

En las capas de arcilla blanda, saturada,

$$Q_{fi} = P\, l_i\, c_u$$

Siendo:

- P Perímetro de la sección de la pila
- l_i Espesor de la capa correspondiente
- c_u Valor medio de la resistencia no drenada de la arcilla, dentro de la misma capa.

En las capas de arena:

$$Q_{fi} = P\, l_i\, p'_{hm}\, tan\, \phi'$$

En la cual:

- p'_{hm} Presión efectiva horizontal en el contacto suelo-pila, al centro de cada capa de arena
- ϕ' Valor medio del ángulo de fricción interna efectivo en la misma capa de arena.

El producto $p'_{hm}\, tan\phi' = s_{fm}$ es el valor medio del esfuerzo resistente friccionante de la arena, que actúa sobre el fuste de la pila en el espesor de la capa, como ilustra la figura *2–35a*.

El valor de la presión efectiva horizontal p'_h, en cualquier punto de la superficie del fuste a la profundidad z es igual a la presión hidrostática $p'_z = p'_h = \gamma'_c\, z$, que produce el concreto fluido al ser colocado por el tubo Tremie.

De aquí la importancia de mantener el concreto con *alto revenimiento (mayor de 18 cm) durante todo el tiempo del colado de la pila*, agregando un retardador de fraguado, un controlador de volumen y, en caso necesario, un fluidizante.

Capacidad friccionante

En la tabla de la figura *2–35a*, la primera columna presenta la estratigrafía simplificada del sitio de pruebas.

- *Segunda columna*
  Contiene los valores de la presión vertical efectiva p'_z, producida por el concreto fluido, a las profundidades del lecho inferior de cada capa

de suelo, además de los valores correspondientes a la profundidad del nivel freático y de los niveles del desplante de ambas pilas. Estos valores fueron calculados en función del peso volumétrico del concreto, $\gamma_c = 2.4\ ton/m^3$, y del valor de su peso sumergido $\gamma'_c = \gamma_c - 1$. Puesto que el nivel de colado de la cabeza de la pila se encuentra a 1.5 m sobre el nivel freático, la presión vertical del concreto, a la profundidad de dicho nivel vale, $p'_z = 2.4x1.5 = 3.6\ ton/m^2$. Para cualquier profundidad mayor que el NAF, valdrá:

$$p'_z = 3.6 + 1.4(z_c - 1.5)\ \ ton/m^2$$

- *Tercera columna*
  Contiene los valores medios de la presión vertical efectiva, al centro de cada capa de suelo, los cuales tienen el mismo valor que la presión horizontal p'_{hm} del concreto fluido.
- *Cuarta columna*
  Presenta los valores medios del ángulo de fricción interna efectivo ϕ'_i de cada capa de arena, obtenidos de la figura *1-8*.
- *Quinta columna*
  Contiene el valor medio de la resistencia no drenada c_u, de la capa de arcilla.
- *Sexta columna*
  Contiene el valor calculado de la resistencia friccionante $s_{fi} = p'_{hm} \tan\phi'_i$, para el centro de cada capa de arena, *en* ton/m^2.
- *Séptima columna*
  Presenta el espesor de cada capa de suelo, que es la longitud de pilote l_i, en contacto con la capa correspondiente.
- *Ultima columna*
  Es la fuerza friccionante desarrollada por cada capa de suelo, calculada con la ecuación: $Q_{fi} = P\, l_i\, s_{fi}$. En el caso particular: $P = 1.3\pi$.

Capacidad de carga de la pila corta

Capacidad friccionante

La capacidad friccionante última de la pila corta es la sumatoria de las capacidades individuales de las capas de suelo comprendidas entre 0 y 11 *m* de profundidad, cuyo valor es:

$$Q_{fu} = \Sigma Q_{fi} = 205.8\ ton.$$

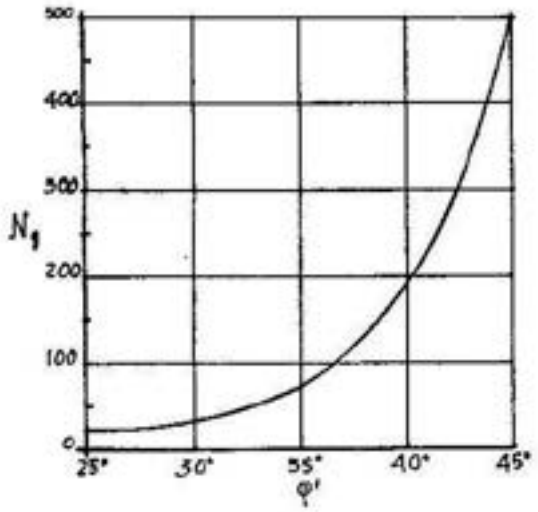
La licuación por sismo de la capa de arena superficial reduciría este

valor en 27.6 ton.

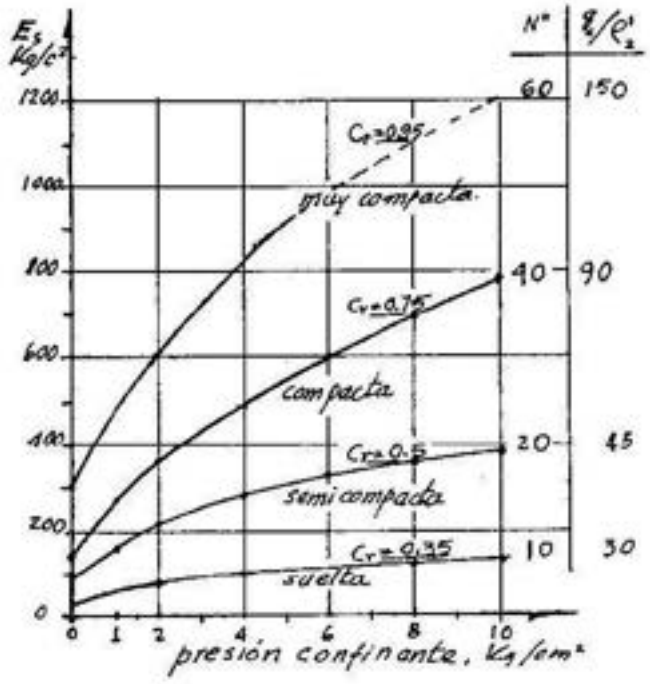
Capacidad de carga de la punta

Para pilas cuya punta se desplanta sobre arena, la expresión general de la capacidad de carga unitaria teórica es:

$$q_{pu} = \tfrac{1}{2}\,\gamma B\, N_\gamma + p'_z\, N_q \qquad (2\text{–}28)$$



a) Factor de capacidad de carga en función de ϕ', para cimientos profundos en arenas, según Berezantzev



b) Módulo de Young para arena limosa media, en prueba triaxial drenada, para diferentes presiones confinantes y compacidades relativas

Figura 2-36. *Factor de capacidad de carga N_q y Módulo de Young E_s, para una arena limosa media*

Es costumbre ignorar el primer término del segundo miembro de esta ecuación, porque su valor resulta normalmente muy pequeño para un cimiento profundo, comparado con el segundo término; por ello se usa comúnmente la siguiente expresión simplificada:

$$Q_{pu} = A_b\, q_{pu} = A_b\, p'_z\, N_q \qquad (2\text{–}27)''$$

En la que:

Q_{pu} = Capacidad de carga última de la pila

A_b Área de la base de la pila

p'_z, Presión vertical efectiva en el suelo al nivel del desplante de la pila

N_q Es una función del ángulo ϕ', cuyo valor se presenta en la gráfica de la figura *2–36a*, propuesta por Berezantzev [34], para cimientos profundos.

Para el estrato de arena en el que se apoya la pila corta, $\phi' = 32°$; con este valor se obtiene de la gráfica de Berezantzev[34] $N_q = 43$; según la figura *2-35a*, $p'_z = 8.2\ ton/m^2$.

Substituyendo valores en la ecuación anterior, se tiene:

$$q_{pu} = 8.2x43 = 352.6\ ton/m^2$$

Valor que multiplicado por el área de la base de la pila da:

$$Q_{pu} = 0.7855\ D^2\ q_p = 0.7855x1.3^2x352.6 = 468\ ton.$$

La capacidad total será: $Q_u = 205.8 + 468 = 673.8\ ton.$

Este valor resulta ser 5% mayor que la capacidad determinada en la prueba de carga.

Capacidad de carga de la pila larga

De igual manera se obtiene la capacidad de la pila larga.

La capacidad friccionante para carga estática resulta de:

$$Q_{fu} = 785.8\ ton$$

Debe reducirse en 27.6 ton, por licuación de la arena superficial, en caso de sismo.

La capacidad de la punta:

para $\phi' = 35°$, $N_q = 73$; $\quad Q_{pu} = 1.33x18.5x73 = 1796\ ton$

La capacidad total es: $\quad Q_u = 785.8 + 1796 = 2581.8\ ton$

Se observa que, en la pila corta, la capacidad calculada es 4 veces mayor que en la pila corta, pero no se pueden comparar con los resultados de la prueba de carga, porque en ésta no se alcanzó a desarrollar la capacidad total última de la pila larga. Sin embargo, el análisis confirma el hecho de que, la carga de trabajo elegida para la pila larga *será transferida principalmente por fricción al suelo adyacente al fuste, con un asentamiento pequeño*; mientras que la carga soportada por la punta será muy pequeña.

Observaciones

De la comparación anterior entre los resultados de los dos métodos para determinar la capacidad de carga de las pilas se puede observar que:

En el caso de la pila corta, en la que la carga aplicada durante la prueba alcanzó a desarrollar ambas componentes de la capacidad de carga *(fricción y punta)*, los valores calculados de ambas componentes son muy semejantes a los valores experimentales obtenidos de la prueba. Sin embargo, no debe olvidarse que *el método analítico se basa en simplificaciones de la realidad*, tanto en el modelo empleado para representar el equilibrio plástico del sistema suelo-pila, como en la determinación aproximada de los parámetros representativos del suelo: resistencia ϕ' y peso volumétrico γ', cuyos valores se deducen empíricamente, *a través de su correlación con la resistencia a la penetración dinámica del tubo muestreador estándar, o con la resistencia a la penetración del cono.*

La determinación de los valores medios de estos parámetros requiere del buen juicio del Ingeniero en la elección de los factores de corrección de los valores de la resistencia a la penetración N, que consideran la influencia de la granulometría, de la forma de los granos y de la profundidad a la que se extraen las muestras, en la medición de N en el campo.

En el caso de la pila larga, la carga máxima aplicada en la prueba representa el 81% de la capacidad friccionante calculada; lo que muestra que no se alcanzó el desarrollo de la fricción última. Por otra parte, la capacidad total última calculada, incluyendo la capacidad de la punta, resulta $Q_u = 2582$ *ton*. De acuerdo con la práctica, cuando la capacidad de carga se calcula analíticamente, es común usar un factor de seguridad $FS = 3$, que toma en cuenta, razonablemente, las

incertidumbres de los métodos analíticos. En este caso se tendría una capacidad de carga estática admisible:

$$P_a = Q_u/3 = 2581.8/3 = 860.6\ ton$$

Este valor es sólo un 9% mayor que la capacidad friccionante calculada; lo cual significa que el 91% de la carga de trabajo estaría siendo transferida al suelo por fricción, y solamente el 9% a la punta. Esta consideración conduce a concluir que se tendría un asentamiento relativamente pequeño, aceptable para cualquier estructura continua normal, que no sea altamente sensible al asentamiento diferencial.

Análisis del asentamiento de una pila

A partir de la curva que relaciona la carga y el asentamiento obtenida de la prueba de carga que muestra la figura *2–34*, es posible derivar un procedimiento simple para trazar, con razonable aproximación, una *gráfica simplificada de carga-asentamiento* ($Q-\rho$) para una pila cualquiera, en función de su diámetro D, su longitud de empotramiento en el suelo L_e y de las propiedades mecánicas de los suelos. Esta gráfica es un complemento práctico al método de cálculo de la capacidad de carga, porque permite estimar el asentamiento correspondiente a cualquier carga aplicada a la pila P_a, o bien, de manera recíproca, definir la carga de trabajo aceptable P_a para una magnitud de asentamiento admisible dada ρ_a, definida en función de la susceptibilidad de la estructura a los asentamientos diferenciales.

Trazo de la curva $Q-\rho$ simplificada

La curva experimental $Q-\rho$ de la figura *2–34* (pila corta) se simplifica ajustando a ella, gráficamente, dos rectas secantes, *OA* y *AB*, que substituyen con suficiente aproximación a la curva real y facilitan el análisis de la relación $Q-\rho$ y de los factores que la afectan.

El procedimiento es el siguiente:

1. Prolongando la recta *AB* hacia el eje vertical de carga, su intersección con dicho eje define el punto *F* cuya ordenada corresponde a la capacidad friccionante última Q_{fu}.
2. A partir de la capacidad de carga última Q_u, definida por el punto B, se obtiene la capacidad última de la punta $Q_{pu} = Q_u - Q_{fu}$.
3. Se traza la recta *OP*, paralela a *FB*, pasando por el origen de

coordenadas *O*. La recta *OP* representa la relación entre la carga transmitida al suelo bajo la punta Q_p y el asentamiento ρ de la cabeza de la pila, representado en el eje horizontal.

4. La diferencia entre las ordenadas de la poligonal *OAB* y la recta *OP* son las ordenadas de la gráfica *OF'C*, que representa la variación de la carga friccionante Q_f referida al asentamiento de la cabeza de la pila, que resulta constante con valor igual a Q_{fu} para asentamientos mayores de ρ_a.

Obsérvese que, en este caso particular, la relación entre la ordenada Q_A del punto de intersección *A*, y el valor de Q_{fu} es:

$$Q_A/Q_{fu} = 250/200 = 1.25$$

Esta relación puede variar dependiendo de la longitud de la pila y de la rigidez relativa (E_c/E_s) entre el concreto y el suelo. Puede ser de 1.4 para pilas cortas de 5 a 6 *m* de longitud, hasta 1.2 para pilas mayores de 30 *m*. Un valor medio aceptable puede ser de:

$$Q_A = 1.25Q_{fu} \qquad (2\text{-}29)$$

Trazo de la gráfica Q–ρ teórica

Cuando no se dispone de los datos reales de una prueba de carga de las pilas que se pretende instalar en un sitio específico, se puede construir una *gráfica teórica Q–ρ simplificada*, que representa aproximadamente a la curva de *carga-asentamiento real*, mediante el siguiente procedimiento:

Las capacidades de carga últimas Q_{fu}, Q_{pu} y Q_u han sido calculadas con las ecuaciones *(2–27', 2-27" y 2–27);* los valores de Q_{fu} y Q_u son las ordenadas de los puntos *F* y *B*, respectivamente, en la figura *2-35b*. La abscisa del punto *F* es cero, y la del punto *B* es el asentamiento elástico máximo de la cabeza ρ_B para la carga Q_u, el cual es igual a la suma de la contracción elástica de la columna de concreto ρ_c y el asentamiento elástico del suelo bajo la punta de la pila ρ_s.

$$\rho_B = \rho_c + \rho_s \qquad (2\text{–}30)$$

La carga última Q_u está formada por Q_{pu} y Q_{fu}; cada una de estas fuerzas se distribuye a lo largo del fuste de la pila como se ilustra en el

diagrama de cargas de la figura *2–35a*, en el cual se observa que Q_{pu} es constante, y Q_f varía desde Q_{fu} en la cabeza hasta cero en la punta, siguiendo una ley lineal, equivalente a un esfuerzo friccionante constante igual al valor medio ponderado s_{fm}.

Los valores de ρ_c y de ρ_s se expresan por las siguientes ecuaciones:

$$\rho_c = \frac{(Q_p + 0.66Q_f)L}{10AE_c} \qquad (2\text{–}30a)$$

$$\rho_s = \frac{0.36Q_pD}{10AE_s} \qquad (2\text{–}30b)$$

En las que:

Q_p y Q_f	Cargas transferidas por la punta y la fricción, respectivamente, en *ton*
L y D	Longitud y diámetro de la pila, en *cm*
A	Área de la sección transversal, en m^2
E_c y E_s	Módulos de Young para el concreto y el suelo, en kg/cm^2
ρ_c y ρ_s	Asentamientos elásticos, en *cm*

La ecuación *2-30b* es una simplificación de la solución de Mindlin para una carga distribuida en un área rígida de diámetro D, *aplicada en el interior* de un medio elástico, semiinfinito, con relación de Poisson $\nu = 0.3$, (Terzaghi [23]), en la que:

$$\rho_s = \frac{1}{2}\frac{\pi(1-\nu^2)}{4E_s}\frac{Q_pD}{10A} = 0.36\frac{Q_pD}{10AE_s}$$

El módulo de Young para el suelo bajo la pila se obtiene experimentalmente, por cualquiera de los siguientes dos procedimientos:

1. Mediante una prueba de carga sobre una pila.
2. Realizando una serie de pruebas de compresión triaxial drenadas (*CD*), en especímenes de suelo representativos. En el caso de suelos granulares sin cohesión, es impráctico tratar de obtener muestras inalteradas, por lo cual se recurre a la preparación de los especímenes de ensaye en el laboratorio, a partir de muestras alteradas, produciendo series de probetas con diferentes grados de compacidad para cada serie y sometiéndolas a diferentes presiones confinantes,

dentro de un intervalo que abarque los valores de la presión vertical efectiva p'_z que prevalece en el suelo a las profundidades en que se instalarán las pilas. Los resultados de estas pruebas se presentan en una gráfica como la de la figura *2–36b* que muestra la relación entre el módulo E_s y la presión confinante efectiva, para diferentes grados de compacidad relativa C_r, en una arena de textura media, limosa, de granos redondeados.

Ejemplo

Como ejemplo ilustrativo del primer método se presenta a continuación el cálculo de E_s obtenido de la prueba de carga de la figura *2–34* para la pila corta, en la cual se toma el asentamiento $\rho_B=6.7cm$, y se substituye en las ecuaciones (2–30), (2–30a) y (2-30b).

$$\rho_B = \frac{(Q_{pu} + 0.66\,Q_{fu})L}{10AE_c} + \frac{0.36Q_{pu}D}{10AE_s} = 6.7$$

Substituyendo valores de las cargas, la longitud, el diámetro, el área y el módulo de Young para el concreto:

$$6.7 = \frac{(468 + 0.66 \times 206)1100}{10 \times 1.33 \times 158000} + \frac{0.36 \times 468 \times 130}{10 \times 1.33E_s} = 0.3161 + \frac{1646.8}{10 \times 1.33(258)}$$

Haciendo operaciones y despejando:

$$E_s = 1646.8 \;/\; (6.7\text{-}0.316) = 258\ kg/cm^2$$

Presentando este valor en la gráfica *2–36b*, para una presión confinante $p'_z = 0.8\ Kg/cm^2$, que actúa en el plano horizontal del desplante de la pila, se obtiene un punto sobre la línea de compacidad relativa $C_r=0.75$, correspondiente a una arena compacta. Por otra parte, esta compacidad relativa corresponde a una resistencia a la penetración estándar, corregida por dilatancia y por presión confinante, de $N''= 40$ *golpes*. O bien, a una relación $q_c/p'_z = 90$, obtenida con la prueba de penetración del cono, como puede verse en la figura *1–14*.

Trazo de la gráfica Q–ρ para la pila larga

La aplicación de estos conceptos al trazo de la gráfica de carga–

asentamiento para la pila larga, desplantada a 20 m de profundidad, en la que la carga de prueba no alcanzó la carga última Q_u, es un ejemplo ilustrativo del procedimiento a seguir:

En páginas anteriores se presentó el cálculo de la capacidad de carga friccionante última Q_{fu} y de la capacidad última de la punta Q_{pu}, para esta pila, del cual se obtuvieron los siguientes valores analíticos:

$Q_{fu} = 786\ ton;\ Q_{pu} = 1796\ ton;\ Q_u = 2582\ ton.$
$Longitud\ L = 20\ m;\ \ Diámetro\ D = 1.3\ m.$

El módulo de Young para el suelo bajo la punta se determinó por interpolación en las curvas de la figura *2–36b*, para una resistencia a la penetración normal corregida $N'' = 50\ golpes$ y una presión confinante $p'_z = 2\ kg/cm^2$, obteniéndose:

$$E_s = 470\ kg/cm^2$$

Para concreto de $f'_c = 250\ kg/cm^2$, $E_c = 158000\ kg/cm^2$

Cálculo de ρ_B

Substituyendo valores en *(2–30), (2–30a) y(2–30b)*:

$$\rho_B = 15.6\ cm$$

Por tanto, las coordenadas de los puntos B y F son:

$\rho_B = 15.6;$ $\quad Q_u = 2582$
$\rho_F = 0;$ $\quad Q_{fu} = 786$

Con estos puntos se traza la recta FB.

Definición del punto A

Se considera que la ordenada del punto A es $Q_A = 1.25\ Q_{fu}$; por lo que:

$$Q_A = 1.25x\ 786 = 983\ ton$$

En el eje vertical, por el punto de ordenada *983 ton*, se traza una horizontal que intercepta a FB en el punto A, cuya abscisa da un

valor del asentamiento $\rho_A = 1.6\ cm$, correspondiente a esa carga.

Asentamiento admisible

Los límites admisibles de los asentamientos de una estructura varían con el tipo de estructura y su función, así como con el tipo de cimentación y la clase de suelos en que se apoya.

Tipo de estructura

En estructuras hiperestática de concreto reforzado es práctica común tolerar asentamientos entre columnas no mayores de 3/1000 del claro *(L)*, con los cuales los esfuerzos parásitos inducidos quedan cubiertos por los factores de seguridad normales del diseño. En cambio, las estructuras isostáticas, formadas por elementos simplemente apoyados, pueden tolerar mayores asentamientos diferenciales, siempre que los desplomos de columnas o muros de carga no excedan de *1%. (ver tabla 2–3, capítulo 2–3)*

Tipo de cimentación

Las cimentaciones flexibles, formadas por zapatas aisladas o corridas, o por losas con nervaduras de pequeño peralte o sin ellas, pueden producir asentamientos locales o generales importantes, cuando se apoyan en suelos compresibles muy heterogéneos, o de gran espesor, aun con cargas razonablemente uniformes. En cambio, las cimentaciones formadas por cajones de concreto rígidos, sin pilas o pilotes, ligadas a estructuras rígidas, tienden a reducir los asentamientos diferenciales, aunque pueden sufrir asentamientos generales de cierta consideración; en ese caso, el Reglamento de las Construcciones del Distrito Federal admite asentamientos generales (totales) hasta de 15 cm, limitando los desplomos de columnas y muros a valores del orden de 1% de la altura. Por otra parte, cuando se tienen cajones de grandes dimensiones, mayores de 15 a 20 *m* por lado, se pueden producir asentamientos diferenciales entre el centro del área cargada y las esquinas, que deben ser limitados en su magnitud a valores tales que la pendiente del asentamiento entre el centro y las esquinas no exceda de 3/1000 de la distancia entre el punto de mayor hundimiento y el menos hundido.

Pilas

Cuando se tienen cimentaciones apoyadas sobre pilas unidas por trabes

de liga de baja rigidez relativa, las pilas pueden generar asentamientos diferenciales como resultado de la variación natural de las propiedades mecánicas de los suelos del sitio en particular, así como por diferencias en las cargas transmitidas por las columnas. Para tomar en cuenta estas diferencias, Terzaghi[28] sugirió una regla práctica aplicable a depósitos de arena de origen fluvial, que presentan gran heterogeneidad en su estratigrafía y en sus propiedades mecánicas. -*"Se ha observado en la práctica, que el asentamiento diferencial atribuible a la heterogeneidad de los depósitos fluviales de arena, puede alcanzar un valor del orden del 50% del asentamiento máximo de pilas individuales, para una misma carga"*-. Como caso particular, es ilustrativo comparar esta regla empírica con los resultados medidos en tres pruebas de carga de pilas de 11 *m de longitud*, en los depósitos deltaicos del río Balsas. Para una carga de 300 *ton*, en la que el factor de seguridad fue 2, *se observó* un asentamiento máximo de *15 mm, en tanto que el diferencial máximo fue de 5 mm; o sea 33% del máximo.* En las pilas largas, se observó un asentamiento máximo de *8 mm* para una carga de 600 *ton, mientras que el diferencial fue de 2 mm, lo que representa el 25% del asentamiento máximo.*

Longitud del empotramiento

Los resultados de las pruebas descritas en párrafos anteriores muestran la importancia de la longitud del empotramiento de las pilas en suelos capaces de desarrollar una alta capacidad de carga friccionante, como una solución práctica para reducir la magnitud de los asentamientos diferenciales, a la vez que aumentar la capacidad de carga admisible, hasta valores cercanos, o mayores, que la capacidad de diseño estructural de la pila.

Asentamiento máximo admisible

Combinando la regla práctica de Terzaghi con la recomendación relativa al límite del diferencial admisible para estructuras hiperestáticas, se tendría el asentamiento máximo admisible para pilas individuales expresado en función del claro entre columnas:

$$\rho_{max} = \frac{2 \times 3L}{1000} = \frac{6L}{1000}$$

Ejemplo

Para claros comúnmente empleados de 8 *m*, podría aceptarse un asentamiento máximo de:

$$\rho_{a\ max} = 6x800\ /1000 = 4.8\ cm.$$

Este asentamiento máximo admisible, en el caso particular de la pila larga, correspondería a una carga de *1350 ton*, la cual excedería en 4.7% *a la capacidad de carga admisible de 1290 ton*, con un factor de seguridad de *2*.

Pilas con cajón rígido

Las pilas ligadas a un cajón rígido, o a trabes de liga de gran peralte que forman un conjunto rígido con la estructura, generalmente producen asentamientos diferenciales despreciables.

Capacidad de carga de pilotes hincados en arena

Al hincar pilotes en depósitos de arena en estado suelto, se producen importantes cambios en la compacidad del suelo y en su estado natural de esfuerzos, que afectan directamente a la capacidad de carga del pilote. Estos cambios son de tres tipos:

1. El desplazamiento de un volumen de suelo igual al volumen del pilote; este desplazamiento, junto con los impactos y vibraciones del martillo, *compacta la arena suelta alrededor del pilote* en un cilindro de suelo cuyo diámetro es de *4* a *7* veces el ancho o diámetro *B* del pilote, *y bajo la punta* en un hemisferio cuyo diámetro es 2.5 a 4.5 veces *B*, *aumentando la compacidad de la arena desplazada*, como se ilustra en la figura *2–37a*.
2. El aumento de la compacidad de la arena va acompañado de un incremento de su ángulo de fricción interna efectivo original ϕ'_1.

3. El desplazamiento radial del suelo induce un notable incremento de los esfuerzos horizontales p'_h en todo el volumen de suelo compactado alrededor del pilote y bajo la punta; este incremento resulta especialmente importante en la frontera suelo-pilote, *donde se desarrolla una zona de suelo plastificado, con un ancho aproximado igual al ancho del pilote*; en esta zona, p'_h puede llegar a valores de *1.5 a 3 veces* el esfuerzo vertical $(1.5p'_v < p'_h < 3p'_v)$, dependiendo del valor final del ángulo de fricción del suelo compactado ϕ'. Debe recordarse que, en los depósitos de arena en su estado natural, la presión horizontal inicial se considera $p'_{ho}=K_o p'_v=0.5p'_v$.

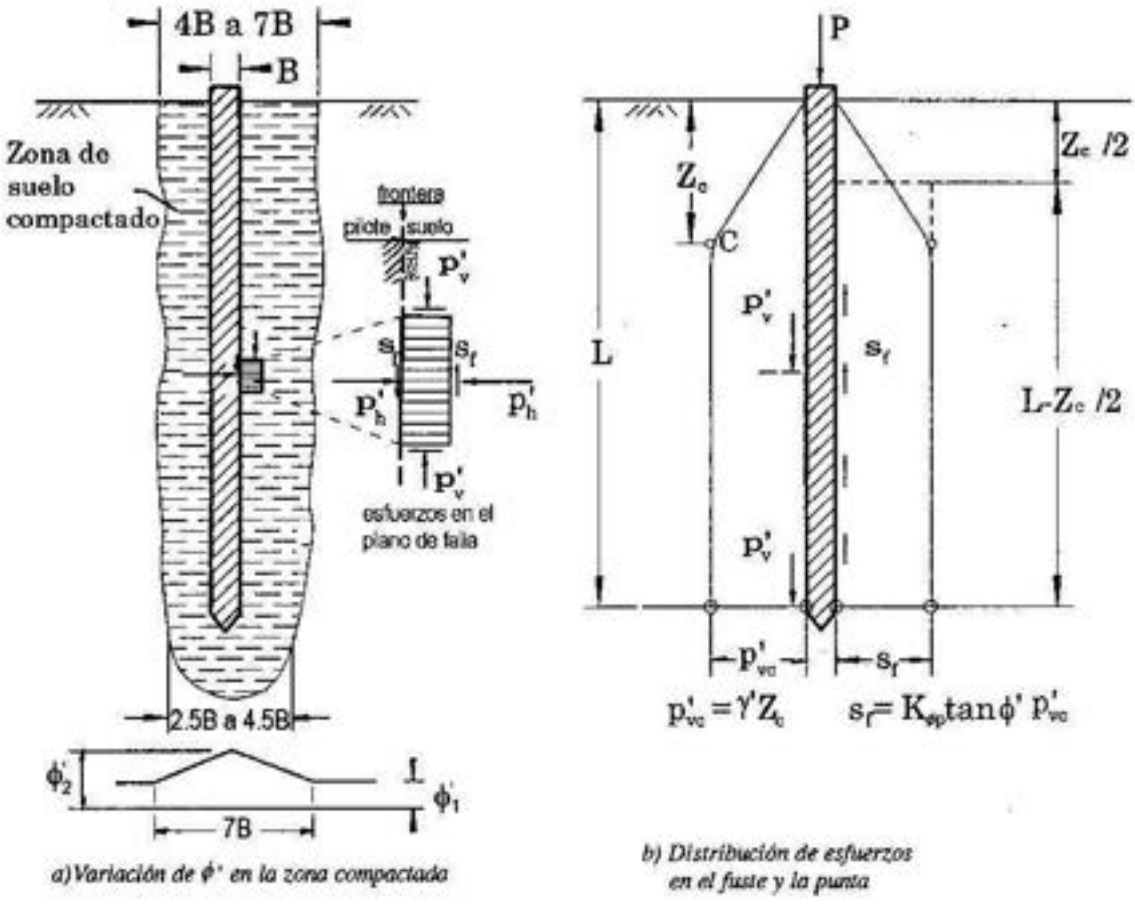


Figura2-37. *Efectos del hincado de un pilote en arena suelta*

Como consecuencia de estos cambios, tanto el incremento de ϕ' como de p'_h resultan favorables al valor del esfuerzo friccionante límite s_f que se desarrolla en la interfase suelo-pilote al aplicarle una carga estática de falla.

El esfuerzo friccionante límite s_f que muestra el diagrama de esfuerzos de la figura *2–37a* está dado por la ecuación:

$$s_f = p'_h \tan\delta$$

Donde $\tan\delta$ es el coeficiente de fricción entre el pilote y el suelo, cuyo valor varía según el material del pilote:

concreto	$0.75\phi' < \delta < \phi'$
madera	$\delta = 0.66\phi'$
acero	$\delta = 20°$

Distribución de esfuerzos

Los desplazamientos y distorsiones que sufre el suelo durante el hincado de los pilotes en arena alteran el estado de esfuerzos natural de la masa de suelo afectada. Posteriormente, ese nuevo estado de esfuerzos es modificado por la adición de esfuerzos cortantes que se transfieren del fuste al suelo al cargar los pilotes hasta su carga límite, dando por resultado un complejo estado de esfuerzos en la frontera *suelo-pilote* que no ha sido aun explicado, pero que se manifiesta *en una peculiar distribución no lineal de esfuerzos friccionantes* s_f *y de esfuerzos verticales* p'_v que actúan en el fuste y en la punta del pilote. Esta distribución que se muestra simplificada en la figura *2–37b*, ha sido deducida a partir de pruebas de carga en pilotes instrumentados llevados a la falla, tanto en modelos a escala reducida como a escala natural, por Vesic [36] y otros investigadores (Kerissel, Meyerhof).

En la figura *2–37b* se muestran los *diagramas simplificados* de la presión vertical p'_v en la arena que está en contacto con el fuste del pilote, y del esfuerzo resistente último s_f desarrollado por fricción entre el suelo y el fuste; estos diagramas están basados en las investigaciones de Vesic.

En el diagrama del lado izquierdo de la figura *2–37b* se representa el esfuerzo vertical p'_v, que aumenta casi linealmente hasta una cierta profundidad Z_c, llamada profundidad crítica, a partir de la cual se vuelve prácticamente constante e igual a la presión vertical efectiva $p'_{vc} = \gamma' Z_c$. La profundidad crítica Z_c aumenta con la compacidad de la arena, la cual, a su vez, está relacionada con el ángulo de fricción efectivo ϕ', después de compactada la arena.

La relación entre Z_c y ϕ', en una arena limosa suelta de granos redondeados, se muestra en la gráfica de la figura *2–38a*, que cubre un intervalo desde $Z_c/B=5$, para $\phi' = 26°$, hasta $Z_c/B=22$, para $\phi' = 45°$, en una arena muy compacta, bien graduada, de granos angulosos.

Volviendo a la figura *2–37b*, en el lado derecho se muestra el diagrama de los esfuerzos friccionantes s_f que actúan a lo largo del fuste. Este diagrama tiene la misma forma que el diagrama de presiones verticales

El esfuerzo resistente s_f está dado por la ecuación:

$$s_f = p'_h \tan\delta = K_s\, p'_v \tan\delta = Ks \tan\delta\ p'_v$$

Donde:

p'_h Presión efectiva normal a la cara del pilote
$\tan\delta$ Coeficiente de fricción entre suelo y pilote
K_s Relación de esfuerzos de compresión $(K_s = p'_h/p'_v)$
p'_v Presión efectiva vertical adyacente al pilote

El valor de $Ks\ \tan\delta$ ha sido correlacionado experimentalmente con el ángulo ϕ' (Vesic[36]). Este valor puede también expresarse por la siguiente ecuación, obtenida al sustituir $\delta=\phi$ y $K_s=K_{\phi p}$, como sigue:

$$K_s \tan\delta = K_{\phi p} \tan\phi'$$

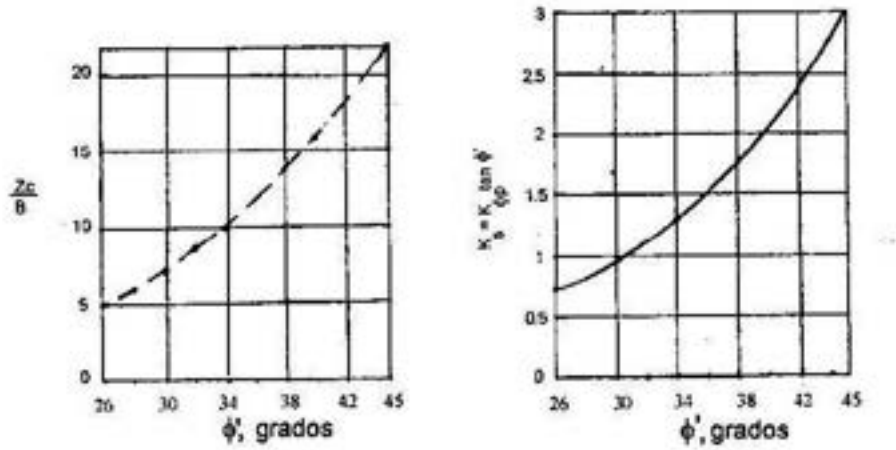
De esta expresión se obtienen valores muy semejantes a los que fueron determinados experimentalmente por Vesic. La figura *2–38b* muestra la relación entre $K_{\phi p} \tan\phi'$ y el ángulo de fricción efectiva ϕ'.
Por tanto, el esfuerzo friccionante s_f puede expresarse por:

$$s_f = K_{\phi p} \tan\phi'\, p'_v \qquad (2\text{–}31a)$$

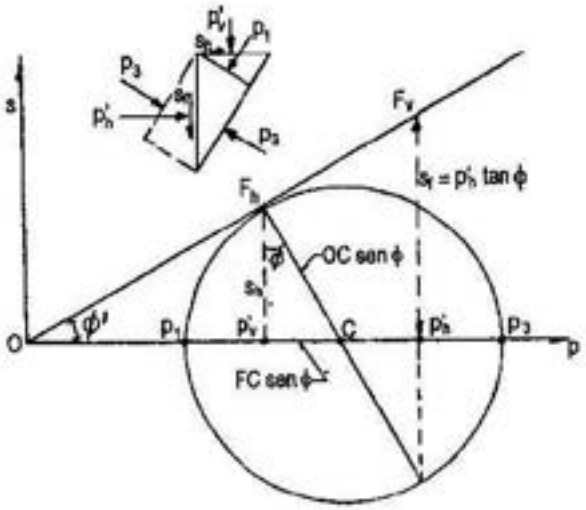
En la ecuación anterior:

$$K_{\varphi p} = \frac{1+sen^2\phi}{1-sen^2\phi} = \frac{p'_h}{p'_v} \qquad (2\text{–}31)$$

La ecuación (2–31) expresa la relación entre las presiones horizontal p'_h, y vertical p'_v, que actúan en un punto cualquiera del suelo plastificado adyacente a la cara del fuste cuando se desarrolla la máxima carga friccionante del pilote Q_{fu}; dicha relación se obtiene a partir del círculo de Mohr que muestra la figura *2–38c*, trazado de acuerdo con el siguiente razonamiento:



a) Profundidad crítica Z_c b) Coeficiente de fricción K_s



$$\frac{p'_h}{p'_v} = K_{\phi p} = \frac{OC + FC\,\text{sen}\,\phi}{OC - FC\,\text{sen}\,\phi}$$

$$= \frac{OC + OC\,\text{sen}^2}{OC - OC\,\text{sen}^2}$$

$$K_{\phi p} = \frac{1 + \text{sen}^2\,\phi}{1 - \text{sen}^2\,\phi}$$

c) Relación de esfuerzos en el plano de falla $p'_h/p'_v = K_{\phi p}$

Figura 2-38. *a)Profundidad crítica Z_c. b)Coeficiente de fricción K_s c) Relación de esfuerzos $K_{\phi p}$, para pilotes hincados en arena suelta*

En el plano vertical de la cara del fuste, existe una presión horizontal p'_h, como ilustra el diagrama de esfuerzos de la figura 2-37a, la cual se desarrollada como consecuencia del desplazamiento horizontal del suelo producido al hincar el pilote. Esta es una condición semejante al caso pasivo de Rankine, por lo cual la presión p'_h es mayor que la presión vertical p'_v que actúa en el suelo sobre el plano horizontal.

Por otra parte, al cargar el pilote hasta la falla, éste desliza respecto al suelo y se desarrolla un esfuerzo cortante vertical s_f entre el fuste y el suelo, lo cual implica que el plano vertical no es un plano principal, sino el plano de falla en el que actúa la presión horizontal p'_h.

En el plano conjugado horizontal se desarrolla también un esfuerzo cortante s_h, que es la ordenada del punto Fh, como se ilustra en el diagrama de esfuerzos de la figura *2–38c*. En la condición límite de falla del suelo, el esfuerzo cortante límite s_h, *que actúa en el plano horizontal* se expresa por: $s_h = p'_v \tan\phi'$. Este valor se representa gráficamente por el punto F_h, a partir del cual se construye el diagrama de Mohr de la figura *2–38c*. De este diagrama se obtiene la relación $p'_h/p'_v = K_{\phi p}$, que es una función del ángulo ϕ' *de fricción interna de la arena después de compactada* por el hincado del pilote. El valor de ϕ' se ha obtenido experimentalmente y su valor se expresa como una función del ángulo de fricción inicial ϕ'_I, correspondiente a la arena en su estado natural, por la siguiente ecuación sugerida por Kishida [37].

$$\phi' = 0.75\phi'_I + 10°.$$

El producto $K_{\phi p} \tan\phi'$ es una función de ϕ', representada por la curva de la figura *2–38c*. Los valores de esta gráfica son semejantes a los obtenidos experimentalmente por Vesic para la función $K_s \tan\delta$.

Capacidad friccionante última

Con base en la figura *2–37b*, la capacidad friccionante del pilote se deduce del diagrama simplificado de esfuerzos friccionantes, y se puede expresar por la siguiente ecuación:

$$Q_{fu} = P\left(L - \frac{Z_c}{2}\right) K_{\phi p} \tan\phi' \gamma' Z_c \qquad (2\text{–}32)$$

En la que:

P	Perímetro del pilote
L	Longitud efectiva en contacto con el suelo
Z_c y $K_{\phi p}\tan\phi'$	Se obtienen de las gráficas correspondientes de las figuras *2–38a* y *b*
$\gamma' Z_c$	Presión vertical efectiva a la profundidad Z_c

Capacidad de carga de la punta

Se obtiene mediante la ecuación:

$$Q_{pu} = p'_b \, N_q \, A_b \qquad (2\text{–}33)$$

Donde:

- p'_b Presión vertical efectiva al nivel de la punta del pilote; $p'_b = \gamma' Z_c$
- N_q Factor de capacidad de carga, función de ϕ'_b, según Berezantzev, figura *2–36a*
- ϕ'_b Ángulo de fricción de la arena bajo la punta del pilote, después de compactada por el hincado, obtenida por la expresión empírica $\phi'_b = 0.5\phi'_1 + 20°$ (Kishida)

Ejemplo: Pilote hincado en arena

Estimar la capacidad de carga de un pilote de concreto, de sección cuadrada, con B=40 *cm* por lado, hincado en un depósito de arena fina limosa de granos redondeados, hasta L=20 *m* de profundidad. La figura *2–39* muestra la variación de la resistencia a la penetración estándar hasta 26 *m* de profundidad, en la que se observa que el valor de N corregido por dilatancia y por presión confinante varía de 5 a 20 golpes para penetración de 30 *cm*. El valor promedio a lo largo del fuste es de 12 golpes, mientras que bajo la punta del pilote es de 20 golpes. Nivel freático a –3.0 *m*. Peso volumétrico $\gamma = 1.8\ ton/m^3$ arriba del NAF, y de $\gamma' = 1\ ton/m^3$ bajo el NAF.

Capacidad de carga friccionante

El valor medio del ángulo de fricción ϕ'_1 de la arena, antes del hincado del pilote, se obtiene de la figura *1–8*.

Para $N = 12$; $\phi'_1 = 27°$

La compactación por el hincado aumenta este valor a:

$$\phi' = 0.75\ \phi'_1 + 10° = 30°$$

De la figura *2–38a*, *para* $\phi' = 30°$, $Z_c/B = 7$, *y* $K_{\phi p} \tan\phi' = 0.9$

Profundidad crítica $Z_c = 7\,B = 7x0.4 = 2.8\ m$
Presión vertical máxima $p_b = \gamma' Z_c = 1.8x2.8 = 5.04\ ton/m^2$

Capacidad friccionante última

$$Q_{fu}=(20-2.8/2)1.6x5.04x0.9=135\ ton$$

Capacidad de carga de la punta
Para: $N = 20$;

$\phi'_1 = 29°$, antes del hincado;
$\phi' = 0.5x29 + 20 = 34.5°$ *después del hincado*

De la figura 2-36a, *para* $\phi' = 34.5°$, $N_q = 75$

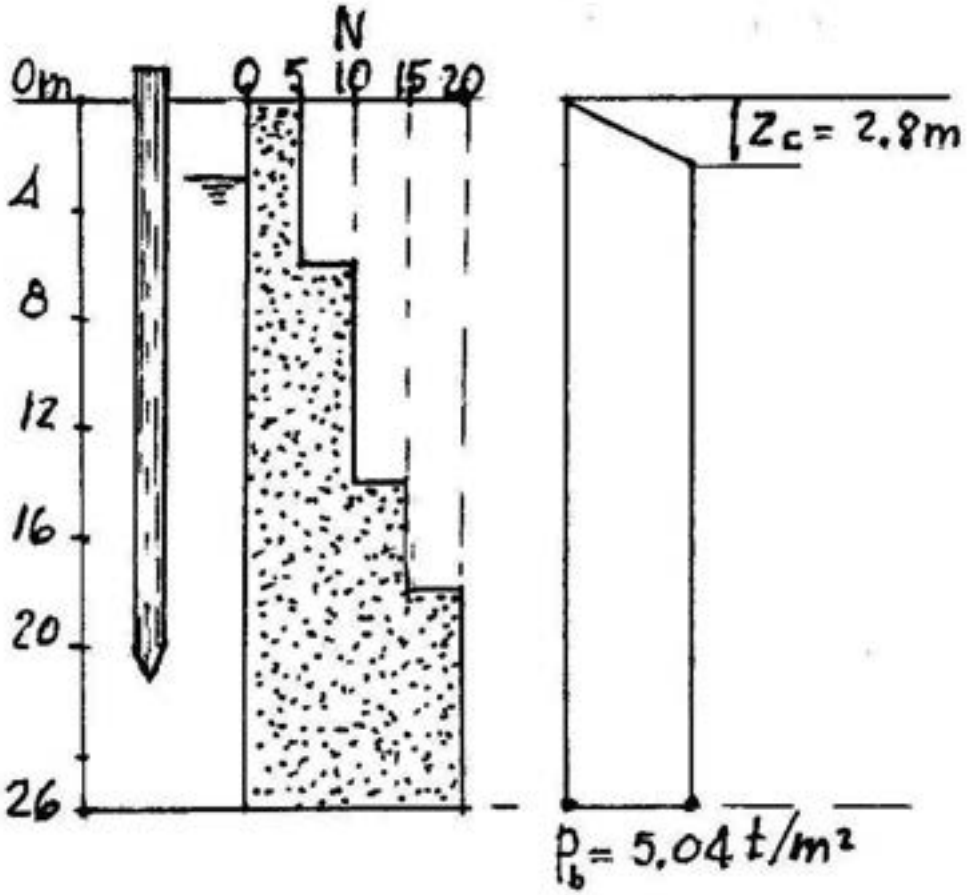


Figura 2-39. *Pilote hincado en arena suelta*

Capacidad última de la punta $Q_{pu} = 5.04x75x0.4^2 = 60.5\ ton$

Capacidad total última

$$Q_u = 135 + 60.5 = 196\ ton$$

Capacidad de carga admisible para factor de seguridad $FS = 3$

$$P_a = 196/3 = 65\ ton$$

Este valor de la carga admisible es el 48% de la capacidad friccionante, Q_{fu}, por lo que se concluye que el pilote estará trabajando casi a fricción sola; esto implica que el asentamiento del pilote será muy pequeño.

Capítulo 2–7.....351

Comportamiento de grupos de pilotes o pilas 351

Grupos de pilotes de fricción, en arcilla..... 351

Capacidad de carga..... 351

Mecanismo de falla de un pilote individual.....352

Capacidad de carga de un pilote individual.....352

Mecanismo de falla de un grupo de pilotes de fricción...353

Capacidad de carga última del grupo de pilotes.....353

Suma de las capacidades individuales de un grupo..... 354

Capacidad del prisma de suelo envolvente..... 354

Carga estática admisible..... 354

Separación mínima entre los pilotes de un grupo..... 355

Determinación de la separación mínima recomendable 356

Ejemplo 358

Influencia del número de pilotes en la separación mínima 358

Ejercicios prácticos.....360

Objetivo:..... 360

Caso 1).– Grupo de 12 pilotes..... 360

Comparación con la capacidad de carga del prisma de suelo envolvente:..... 361

Comparación con la regla empírica, según la cual $s_{min} = 3D$..... 362

Caso 2) – Grupo de 400 pilotes..... 363

Cálculo de la capacidad de carga del grupo:..... 364

Criterio empírico..... 365

Separación mínima de pilotes de punta en un grupo 366

Asentamiento de grupos de pilotes 367
Pilotes de fricción en arcilla saturada 367
Modelo simplificado de la distribución de presiones verticales en el suelo, bajo un grupo de pilotes de fricción 369
Interacción losa–suelo–pilotes 371
Modelo de interacción losa–suelo–pilotes bajo carga estática 372
Carga transferida al subsistema pilotes–suelo 375
Carga transferida al subsistema losa–suelo 376
Gráfica carga–asentamiento ($P_t - \rho_t$) 376
Asentamiento de la losa 376
Asentamiento de los pilotes 377
Asentamiento del sistema integrado losa-suelo-pilotes 377
Interpretación de la gráfica carga–asentamiento 378
Factor de seguridad 380
Efectos del sismo 381
Cimentación mixta 385
Efectos de los sismos en cimentaciones mixtas 385
Subsistema losa-suelo 386
Subsistema pilotes-suelo 386
Cargas inducidas por sismo en un grupo de pilotes de fricción 387
Ejemplo de diseño de una cimentación mixta 390
Capacidad de carga del cajón, sin pilotes: 391
Asentamiento del cajón sin pilotes: 391
Estimación del número de pilotes de fricción necesarios: 393
Cargas en las columnas de los ejes 1 y 5 394
Distribución de la carga sobre los pilotes 397
Redistribución de pilotes en el conjunto 397
Rigidez del cajón 399
Cálculo del asentamiento de la cimentación por consolidación 399

Excentricidad de la carga estática. 400
Corrección de la excentricidad 400
Incremento de carga sobre los pilotes 400
Factor de seguridad 401
Pilotes y pilas de punta y fricción simultáneas 401
Capacidad de carga de un grupo de pilotes de punta 403
Capacidad última del grupo 403
Capacidad de carga de la punta 404
Capacidad de carga friccionante 405
Factor de seguridad de un grupo de pilas o pilotes de punta. 407
Fricción negativa 407

Capítulo 2–7

Comportamiento de grupos de pilotes o pilas

En la práctica, las cimentaciones formadas por pilas o pilotes están constituidas, generalmente, por conjuntos o grupos de estos tipos de cimientos profundos. Excepcionalmente se emplean pilotes aislados; en cambio, el uso de pilas individuales es más frecuente, dada la facilidad con que se puede adaptar su diámetro a los requerimientos de alta capacidad para soportar cargas concentradas de gran magnitud. Sin embargo, en ciertas ocasiones se requiere asociar varias pilas en grupos de número pequeño (2 a 9 pilas). Por eso se hace necesario comprender la interacción de pilotes o pilas cuando forman parte de un grupo.

La interacción es el resultado de la superposición de los campos de esfuerzos individuales inducidos en la masa de suelo por cada uno de los pilotes o pilas. Esta superposición da lugar a diferencias en la capacidad de carga y en el asentamiento del grupo, con respecto a un elemento individual aislado. En este capítulo se presentan métodos simples, pero razonablemente aproximados para fines prácticos, que permiten estimar la capacidad de carga y el asentamiento de grupos de pilotes. Se trata primero el caso de un grupo de pilotes de fricción instalados en un depósito profundo de arcilla saturada y posteriormente el de pilotes cuya punta se apoya en suelos cohesivo–friccionantes compactos.

Grupos de pilotes de fricción, en arcilla

Capacidad de carga

La Figura 2–40 muestra la diferencia entre los *mecanismos de falla por esfuerzos cortantes* de un pilote de fricción individual y el de un grupo de pilotes alojados en un depósito de arcilla saturada, de gran profundidad.

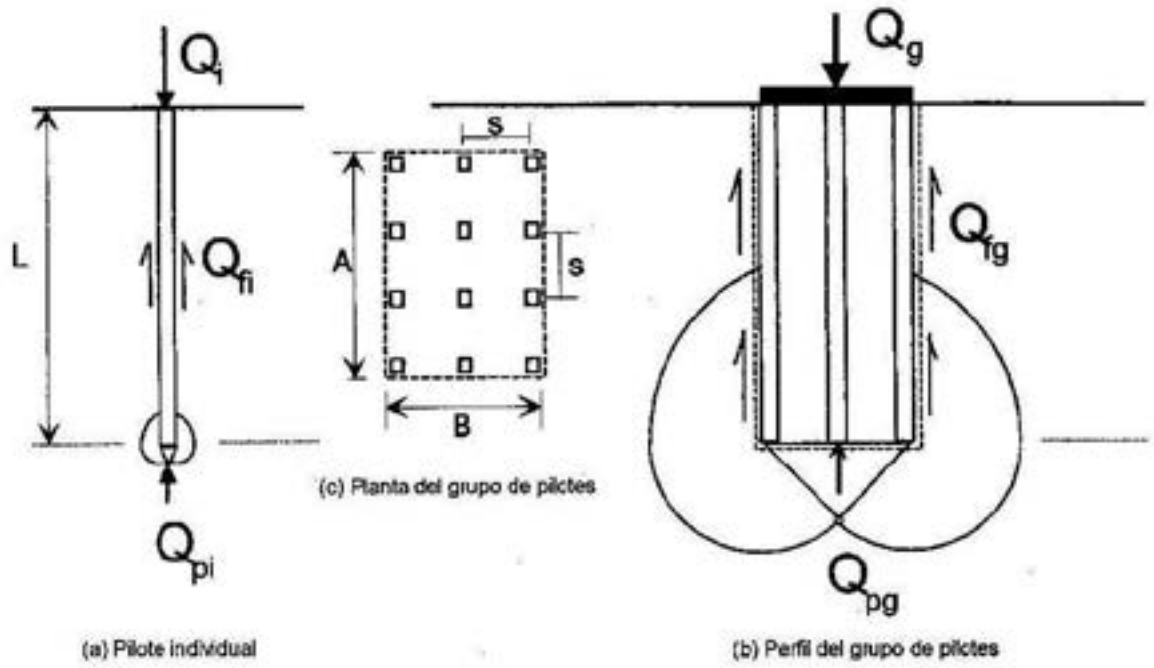


Figura 2-40. *Mecanismos de falla por esfuerzos cortantes*

Mecanismo de falla de un pilote individual

Puede notarse que el mecanismo del pilote individual de la figura *2–40a* está formado por la superficie del fuste, a lo largo de la cual se desliza el pilote respecto al suelo circundante, y por el mecanismo de la punta, el cual afecta solamente a un pequeño volumen de arcilla bajo la punta y alrededor del extremo inferior del fuste; la superficie de falla del mecanismo de punta alcanza una distancia de *1.2 veces* el ancho del pilote (*1.2D*) a partir de su eje longitudinal.

Capacidad de carga de un pilote individual

La capacidad de carga de un pilote individual aislado se expresa por la ecuación:

$$Q_i = Q_{fu} + Q_{pu}$$

en la cual: $Q_{fu} = p_i\, L\, c_f$, y $Q_{pu} = c_b\, N_c\, A_b$

Substituyendo: $$Q_i = p_i\, L\, c_f + c_b\, N_c\, A_b \qquad (2\text{–}34)$$

En estas ecuaciones:

- p_i Perímetro de la sección transversal del pilote
- L Longitud del pilote en contacto con el suelo
- c_f Valor medio de la resistencia al corte no drenada de la arcilla que rodea al fuste
- c_b Valor medio de la resistencia no drenada de la arcilla en la zona del mecanismo de falla de la punta
- N_c Factor de capacidad de carga de Skempton; para una zapata circular o cuadrada, desplantada a la profundidad D_f

  $N_c = 6(1+0.2D_f/B)$, hasta valores de $D_f/B \leq 2.5$)

- A_b Area de la sección transversal máxima en la base del pilote

Mecanismo de falla de un grupo de pilotes de fricción

El mecanismo de falla del grupo que muestra la figura *2–40b* involucra al prisma de arcilla que envuelve al conjunto de pilotes, además del volumen de suelo que se encuentra bajo la base del prisma, hasta una profundidad de *0.7B*; siendo *B* el ancho de la base del prisma. Este mecanismo puede visualizarse como *una gran pila formada por el prisma de suelo rigidizado por los pilotes que contiene.* Para que se desarrolle este mecanismo de falla se requiere que la carga transferida por los pilotes al suelo sea igual o mayor que la capacidad de carga límite de la pila de suelo rigidizado. Esta condición implica que debe haber un número mínimo de pilotes en el grupo capaces de producir la falla. Si el número es menor, no se desarrollará el mecanismo de falla en el suelo subyacente a la base del prisma envolvente del grupo, y la punta de cada pilote penetrará independientemente, desarrollando solamente su mecanismo individual de falla de la punta.

Capacidad de carga última del grupo de pilotes

La capacidad de carga última Q_g de un grupo de pilotes de fricción en arcilla es determinada por el menor de estos dos valores [28]:

- *La suma de las capacidades individuales del grupo de pilotes.*
- *La capacidad del prisma de suelo reforzado por los pilotes, actuando como una pila rígida,* $Q_{ps} = Q_{fg} + Q_{pg}$, *figura 2–40b.*

Suma de las capacidades individuales de un grupo

La suma de las capacidades individuales de un grupo formado por un número N_p de pilotes iguales se expresa por la ecuación:

$$\sum_{i=1}^{N} Q_i = N_p Q_i = N_p\left(p_i L c_f + c_b N_c A_b\right) \qquad (2\text{–}35a)$$

Capacidad del prisma de suelo envolvente

La capacidad de carga máxima Q_{ps}, del prisma de suelo envolvente de un grupo de pilotes de fricción, que muestra la figura *2–40b*, se obtiene mediante la siguiente ecuación propuesta por Terzaghi y Peck[28].

$$Q_{ps} = 2(B+A)\, L\, c_f + c_b\, N_c\, BA \qquad (2\text{–}35b)$$

En la que:

- B, A Ancho y longitud, respectivamente, de la base del prisma rectangular envolvente
- L Altura efectiva del prisma
- c_f Resistencia media no drenada de la arcilla adyacente al fuste
- N_c Factor de capacidad de carga de Skempton para zapata rectangular en arcilla, a profundidad $D_f = L$, ecuación *(2–22d)*: $N_c = 5.14(1+0.2B/A)(1+0.2D_f/B)$, hasta $D_f/B \leq 2.5$
- c_b Resistencia media no drenada de la arcilla subyacente a la base del prisma envolvente

Carga estática admisible

La carga estática admisible de un grupo de pilotes de fricción en arcilla P_{ga} se define a partir de la capacidad del grupo Q_g determinada por el menor de los valores calculados mediante las ecuaciones *(2–35a)* y *(2–35b)*. Es práctica común aceptar, en este caso, un factor de seguridad de 2, por lo que la carga estática admisible para el grupo de pilotes se expresa por la ecuación:

$$P_{ga} = Q_g/2 \qquad (2\text{–}36)$$

Sin embargo, el asentamiento del grupo de pilotes bajo la acción de esta carga, admisible para la resistencia al corte del suelo, puede resultar inaceptable para la estructura. Por tal razón el asentamiento que sufrirá el grupo de pilotes debe ser verificado también. Más adelante, en

Es necesario verificar también la seguridad del grupo de pilotes ante la acción de las cargas dinámicas impuestas por el sismo; según se explica más adelante.

Separación mínima entre los pilotes de un grupo

De acuerdo con la definición anterior del mecanismo de falla del grupo de pilotes, se puede presentar cualquiera de las siguientes tres condiciones en la capacidad última de un conjunto de pilotes de fricción de igual longitud y sección transversal, dependiendo de la separación entre ellos:

1. Cuando la separación s entre los pilotes del grupo es mayor de unas 7 veces el ancho D de la sección de un pilote *(s >7D)*, la suma de las capacidades individuales de todos los pilotes del grupo es siempre menor que la capacidad de carga del prisma de suelo envolvente, o sea que:

$$\sum_{i=1}^{N_p} Q_i < Q_{ps} \qquad (2\text{–}37a)$$

2. Si se hace disminuir la separación, manteniendo constante el número N_p de pilotes en el grupo, se reducen las dimensiones del prisma envolvente y, con ello, disminuye la capacidad de carga máxima del prisma, hasta que la separación llega a un valor $s=s_{mín}$, con la cual la suma de las capacidades individuales de los pilotes es igual a la del prisma de suelo envolvente; o sea que:

$$\sum_{i=1}^{N_p} Q_i = Q_{ps} \qquad (2\text{–}37b)$$

3. Si la separación entre pilotes se hace menor que la mínima $s<s_{min}$, la capacidad del prisma de suelo se vuelve menor que la suma de las capacidades individuales de los pilotes; o sea que:

$$Q_{ps} < \sum_{i=1}^{N_p} Q_i \qquad (2\text{–}37c)$$

Se observa que, en esta última condición *se desperdicia una parte de la capacidad de carga individual de los pilotes*; puesto que la capacidad del grupo, Q_g, queda ahora limitada por la del prisma de suelo envolvente,

Q_{ps}, y no por la suma de las capacidades individuales de los pilotes, N_pQ_i. De aquí se puede concluir que, *la capacidad óptima del grupo se logra con la separación mínima, representada por la condición 2. Por tanto, no es recomendable reducir la separación entre los pilotes a valores menores que la separación mínima* s_{min}.

Por otra parte, en la condición *1* se obtiene también la máxima capacidad de los pilotes individuales, pero a un costo mayor de la estructura de liga del grupo de pilotes, (zapata o cajón). Sin embargo, frecuentemente, ya sea por razones arquitectónicas, estructurales o de acción de los sismos, las dimensiones de la estructura de liga pueden ser mayores que las requeridas por una separación mínima de los pilotes de un grupo. En cualquier caso es necesario determinar, para cada grupo de pilotes, la separación mínima recomendable, ya que ésta depende de otros factores, además del ancho o diámetro, D, de la sección transversal de los pilotes.

Determinación de la separación mínima recomendable

La separación mínima recomendable para pilotes de fricción en grupo, en arcilla saturada, depende de los siguientes factores:

- El ancho, o diámetro D de la sección transversal de un pilote.
- La longitud efectiva L de los pilotes en contacto con el suelo.
- La variación de la resistencia al corte no drenada de la arcilla c_u con la profundidad.
- El número N_p de pilotes en el grupo y su distribución.

La relación entre estos factores puede obtenerse a partir de la siguiente ecuación, que expresa la condición en donde *la capacidad de carga del prisma de suelo envolvente es igual a la suma de las capacidades individuales de los pilotes*:

$$Q_{ps} = N_pQ_i \qquad (2\text{–}38)$$

Esta ecuación es válida solamente cuando la separación entre pilotes es igual a la separación mínima, es decir, $s = s_{min}$, según se ha explicado en el caso dos antes descrito.
Substituyendo las ecuaciones *(2–35a y b)* en *(2–38)*, se tiene:

$$2(B+A)L\,c_f + N_c\,c_b\,BA = N_p(p_iL\,c_f + c_b\,N_c\,A_b) \qquad (2\text{–}39)$$

Refiriéndose a la figura *2–40b*, para un conjunto formado por pilotes iguales de sección cuadrada, dispuestos con igual separación en una cuadrícula rectangular de n hileras y m columnas, las dimensiones B y A del rectángulo envolvente se expresan por:

$$B = (n-1)s+D$$
$$A = (m-1)s+D$$

Y el número de pilotes: $N_p = n\ m$

Substituyendo en la ecuación *(2–39)*:

$$2[(n-1)s+(m-1)s+2D]Lc_f+(n-1)(m-1)s^2 c_b N_c = n\ m(p_i L\ c_f + c_b N_c D^2)$$

Haciendo $c_b/c_f = R_c$; despreciando el valor de $2D$ en el primer miembro de esta ecuación, así como el valor de la capacidad individual de la punta de los pilotes, $c_b N_c D^2$, en el segundo miembro, cuyos valores son pequeños respecto al de los demás términos, se obtiene una ecuación cuadrática sencilla cuya raíz positiva da el valor aproximado, de s_{min}.

$$s_{min} = \sqrt{\left[\left(\frac{1}{m-1}+\frac{1}{n-1}\right)\frac{L}{R_c N_c}\right]^2 + \frac{nm\,p_i L}{(m-1)(n-1)R_c N_c}} - \left(\frac{1}{m-1}+\frac{1}{n-1}\right)\frac{L}{R_c N_c} \quad (2\text{–}40)$$

Se observa en esta ecuación que, para un grupo numeroso de pilotes en el que n y m tienden a ∞, la separación mínima tiende a:

$$s_{lim} = \sqrt{\frac{p_i L}{R_c N_c}} \quad (2\text{–}41)$$

Donde:

- $p_i L$ Area perimetral de un pilote individual
- R_c Relación de los valores medios de la resistencia al corte no drenada de la arcilla bajo la base del prisma de suelo, c_b, y a lo largo del fuste de los pilotes c_f, $R_c = c_b/c_f$
- $N_c = 5.14(1+0.2\ B/A)(1+0.2D_f/B)$. Factor de capacidad de carga de Skempton para zapata rectangular en arcilla; las relaciones B/A y D_f/B reflejan la geometría del mecanismo de falla en la base del prisma de suelo envolvente, siendo $D_f = L$.

Ejemplo

Para ilustrar el empleo de la ecuación anterior en las aplicaciones prácticas, considérese el caso de un grupo muy grande de pilotes (por ejemplo, 1000 pilotes), con sección cuadrada de 40 *cm* por lado; que es un tamaño promedio comúnmente empleado en las cimentaciones construidas en las arcillas blandas del Valle de México.

Tomando una longitud del pilote $L = 30\ m$ y valores de $R_c=1.8$, y de $N_c=7$, la separación mínima obtenida mediante la ecuación *(2–41)* es de *1.95 m*, que equivale a *4.9 veces el lado D* de la sección del pilote. *Esta separación es mayor, en 63%, que la recomendada por la regla empírica:*

$$s_{min}=3D=1.20\ m$$

En esta regla empírica no se toman en cuenta: *la longitud del pilote, ni la resistencia del suelo, ni la geometría del grupo de pilotes.* Es de interés notar que, el área de la base del prisma de suelo envolvente, en el que la separación fuese de *1.95 m*, sería *2.6 veces mayor* que la del prisma en el que se instalaran el mismo número de pilotes a *1.2 m* de separación. En este segundo prisma, la capacidad de carga del conjunto de pilotes estaría limitada por las dimensiones del prisma de suelo y sería considerablemente menor que en el primero, y a su vez, menor que la suma de las capacidades individuales de los pilotes; lo cual implicaría un desperdicio de pilotes.

Influencia del número de pilotes en la separación mínima

Substituyendo la relación $$\beta=\frac{L}{R_c N_c} \quad (2\text{–}41a)$$

en la ecuación *(2–41)*, y considerando un grupo de pilotes equidistantes distribuidos en un área cuadrada, en la que $n=m$, se obtiene la ecuación:

$$s_{min}=\sqrt{\left(\frac{2\beta}{n-1}\right)^2+\left(\frac{n}{n-1}\right)^2 p_t\beta}\ -\frac{2\beta}{n-1} \qquad (2\text{–}41b)$$

A partir de esta última ecuación se obtienen las curvas de la figura *2–41*, que muestran la relación entre la separación mínima s_{min} y el número de pilotes que forman el grupo ($n=\sqrt{N_p}$); el eje horizontal abarca un intervalo de N_p que va desde *4 hasta 900 pilotes* (una cuadrícula de 2x2 hasta 30x30 pilotes), para dos dimensiones de ancho D de la sección transversal del pilote: *D=40 cm y D=50 cm*, que son valores comunes en la práctica. En cada una de las gráficas correspondientes se presentan cuatro curvas para sendos valores de la relación $\beta=L/(R_cN_c)$, que cubren un intervalo de longitudes de pilote desde *10 m hasta 50 m*. Para R_c se consideró un valor medio de *1.8*, y para $N_c=7$, que es su valor mínimo correspondiente a una zapata rectangular profunda.

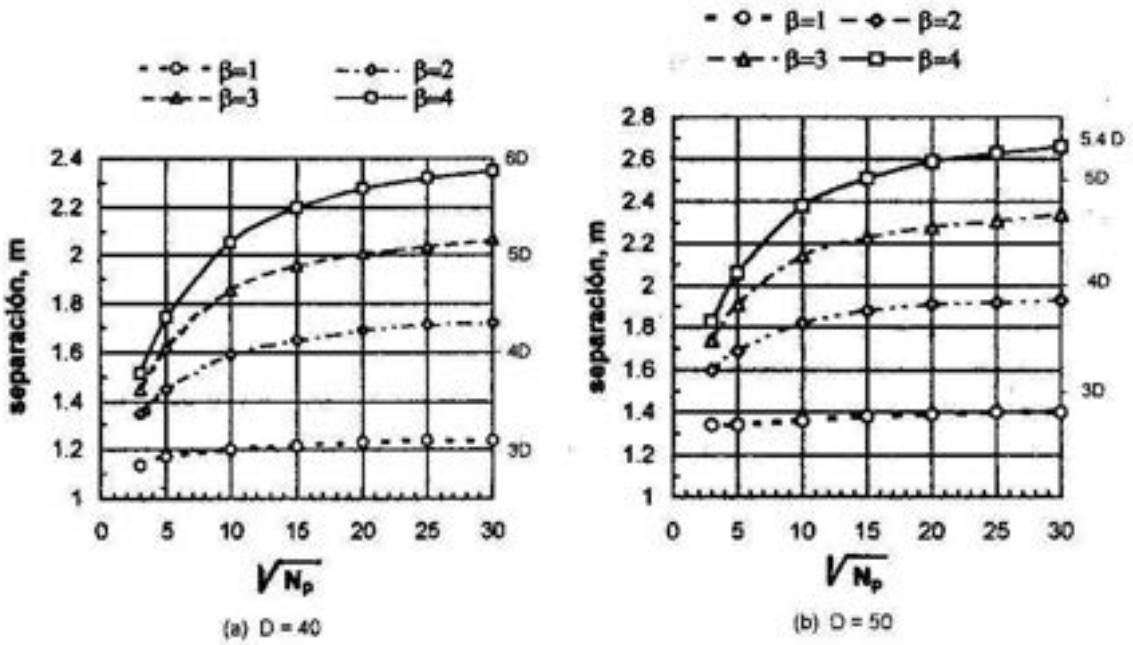


Figura 2-41. *Influencia del número de pilotes en la separación mínima*

Las gráficas de la figura *2–41* son de utilidad práctica para hacer una estimación aproximada de la separación mínima en cualquier grupo de pilotes de fricción, aún si tiene planta rectangular y diferente perímetro y longitud de los pilotes. Debido a las simplificaciones introducidas en la deducción de la ecuación, el valor así obtenido de s_{min} queda en el lado conservador, dentro de un 10%, para grupos pequeños menores de 16 pilotes (retícula de 4x4 pilotes); pero esta diferencia decrece a medida que aumenta el número de pilotes, de manera que, en grupos mayores

de 100 pilotes (retícula de 10x10) es despreciable. Este método analítico, ya sea con auxilio de las gráficas o aplicando directamente la ecuación *(2–41b)* a cada caso, puede ser usado sin modificación para fines de diseño. Sin embargo, si el caso lo requiere, ya sea por disponibilidad de espacio u otra razón, se puede usar la separación mínima así calculada como base para verificar, con mayor aproximación, la capacidad de carga máxima del grupo Q_g, mediante las ecuaciones *(2–35a) y (2–35b)*. Para mayor explicación sobre el uso de este método analítico, se incluyen a continuación dos ejercicios prácticos.

Ejercicios prácticos

Objetivo:

Determinar la separación mínima y la capacidad de carga máxima de un grupo de pilotes de fricción.

Caso 1). – Grupo de 12 pilotes

Considérese el caso de un grupo de 12 pilotes de concreto, de sección cuadrada de 40 *cm* por lado, dispuestos en una cuadrícula de tres columnas y cuatro hileras ($n=3$ *y* $m=4$), como muestra el esquema de la figura 2–40c. Se tienen los siguientes datos:

Perfil del suelo;

Es típico de la *Zona del Lago del Valle de México*. La figura *2–31* muestra el perfil de los suelos del sitio y el resultado de una prueba de carga estática. El perfil del sitio está formado por:

- Una *costra superficial* (*CS*) de limos arenosos o arcillosos, endurecida por secado solar, con espesor de 7 *m*; resistencia a la penetración del cono eléctrico, $q_c>20\ Kg/cm^2$. El nivel freático está a 2.4 *m* de profundidad.
- *Depósitos de arcilla lacustre blanda y compresible*, hasta 31.6 *m* de profundidad, que constituyen la *Serie Arcillosa Superior* (*SAS*), cuya resistencia a la penetración del cono eléctrico varía de 4 a 13 Kg/cm^2. Con base en los resultados de las pruebas de cono se determinaron los valores medios de la resistencia al corte no drenada de la arcilla saturada: $c_f=5.1\ ton/m^2$, $c_b=8.5\ ton/m^2$, $R_c=8.5/5.1=1.67$.
- *De* 31.6 *m* a 35 *m* la *Capa Dura* (*CD*) de arena limosa o arcillosa, con resistencia al cono de 95 a 175 Kg/cm^2.

Características del pilote:

Longitud	$L = 25.6\ m$
Sección transversal cuadrada	$D = 40\ cm$
Profundidad de la punta	$D_f = 27.6\ m$
Colchón de arcilla bajo la punta	$h = 4\ m$
Capacidad de carga máxima, en prueba estática con deformación rápida	$Q_i = 220\ ton$

Capacidad de carga máxima del grupo:

Suma de capacidades de pilotes individuales

$$Q_g = N_p\, Q_i = 12x220 = 2{,}640\ ton$$

Cálculo de la separación mínima entre pilotes:

Valor de la relación $\beta = L/R_c N_c$

Estimación de N_c

$N_c = 5.14(1+0.2\ B/A)(1+0.2\ Df/B)$
$B/A = 2s/3s = 0.67\ (aprox)$
$Df/B > 2.5$; por tanto se toma$=2.5$
$N_c = 5.14(1+0.2x0.67)(1+0.2x2.5) = 8.7$

Substituyendo en *(2–41)*, $\beta = 25.6/1.67x8.7 = 1.8$

De la gráfica *(a)* de la figura *2–41*, para $\beta=2$ y un grupo de *12 pilotes* $(\sqrt{12} = 3.46)$, se obtiene:

$$s_{min} = 1.36m$$

Comparación con la capacidad de carga del prisma de suelo envolvente:

$$Q_{ps} = 2(B+A)L\, c_f + N_c\, c_b\, AB$$
$$B = (n-1)s+D = (3-1)1.36+0.4 = 3.12\ m$$
$$A = (m-1)s+D = (4-1)1.36+0.4 = 4.48\ m$$

Debe notarse que el ancho B es menor que el espesor h del colchón de arcilla, por lo que el ancho del mecanismo de falla de la base del prisma es también igual a B y la ecuación usada para estimar N_c es adecuada.

Substituyendo valores:

$$Q_{ps} = 2(3.12+4.48)25.6x5.1 + 8.5x8.5x4.48x3.12 = 2{,}994 \text{ ton}$$

Se observa que: $Q_{ps} > N_p Q_i$, en *13.4%*. Por tanto, *la capacidad del grupo Q_g está limitada por la suma de las capacidades individuales del conjunto de pilotes, lo que implica que cada pilote contribuye con su máxima capacidad de carga a la capacidad del grupo.* Por tanto:

$$Q_g = N_p Q_i = 2{,}640 \text{ ton}$$

Comparación con la regla empírica, según la cual $s_{min} = 3D$

Si se emplea la separación $s_{min} = 3x0.4 = 1.2$ *m*:

$$B = 2x1.2 + 0.4 = 2.8 \text{ m}$$
$$A = 3x1.2 + 0.4 = 4.0 \text{ m}$$

Para estas dimensiones del prisma de suelo, su capacidad de carga sería:

$$Q_{ps} = 2(2.8+4.0)25.6x5.1 + 8.5x8.5x2.8x4.0 = 2{,}585 \text{ ton}$$

Por tanto: $Q_{ps} < N_p Q_i$

Se observa ahora que la capacidad de carga del prisma de suelo es menor que la suma de las capacidades individuales de los pilotes; por lo que ésta última sería, en tal caso, la capacidad del grupo:

$$Q_g = 2{,}585 \text{ ton}$$

Sin embargo, la diferencia es apenas de *2.1%*

De este análisis puede concluirse que: para *pequeños grupos de pilotes de longitud media ($\beta = 2$), con menos de unos 16 pilotes (retícula de 4x4)*, ambos criterios dan resultados aceptables, con errores que pueden ser absorbidos, razonablemente, por un factor de seguridad *FS=2*, comúnmente aceptado en la práctica. *Pero, debe tenerse presente que, el error del criterio empírico crece con el número de pilotes y con su longitud, pudiendo resultar intolerable para grupos más grandes y/o de mayor longitud (mayor β).*

Por otra parte, observando en la figura *2–41a*, la curva para $\beta = 1$, que corresponde a pilotes con longitud de 12 *m*, o menor, llama la atención el hecho de que *la separación s_{min} es prácticamente constante e independiente del número de pilotes y prácticamente igual a 3D=1.2 m, como lo recomienda la regla empírica.*

Caso 2) – Grupo de 400 pilotes

El siguiente ejercicio, en el que se analiza un grupo de 400 pilotes iguales que los del caso anterior, (equivalente a una retícula de 20x20) muestra claramente *un error intolerable al aplicar el criterio empírico* para determinar la separación mínima entre pilotes de un grupo grande.

En este ejemplo se considera $n = 16$ y $m = 25$

Estimación de β

La relación β depende de N_c y éste, a su vez, depende de la geometría del mecanismo de falla del suelo bajo la punta. En un grupo grande de pilotes, el ancho del rectángulo de la base del prisma de suelo puede ser mayor que el espesor h del estrato de arcilla bajo la punta de los pilotes, como muestra la figura *2–42*; en tal caso, el ancho B' del mecanismo de falla está limitado por el espesor h, según la ecuación: $B'=1.4h$.

En el presente caso, el ancho de la base depende de la separación entre los pilotes, la cual puede estimarse, de manera preliminar, con el siguiente razonamiento:

Suponiendo $s=3D=3x0.4=1.2$ *m*, el ancho B sería, por lo menos:
$B = (n-1)s + 0.4 = 15x1.2+0.4 = 18.4$ *m*, que es mayor que $h = 4$ *m*;
por tanto, el ancho efectivo del mecanismo de falla sería:

$$B' = 1.4x4 = 5.6 \text{ m; por lo que } \quad Df/B'=25.6/5.6 >2.5$$

Por otra parte, suponiendo un valor preliminar de $N_c=7$, como mínimo, se tendría un valor preliminar: $\beta_p = 25.6 / 1.67x7 = 2.2$

Con este valor se obtiene, de la figura *2–41a*, un valor preliminar de la separación $s_{min}=1.76$ *m*, con el cual se puede estimar un valor aproximado de la longitud A de la base del prisma:

$$A= (25-1)1.76 + 0.4 = 42.6 \text{ m}$$

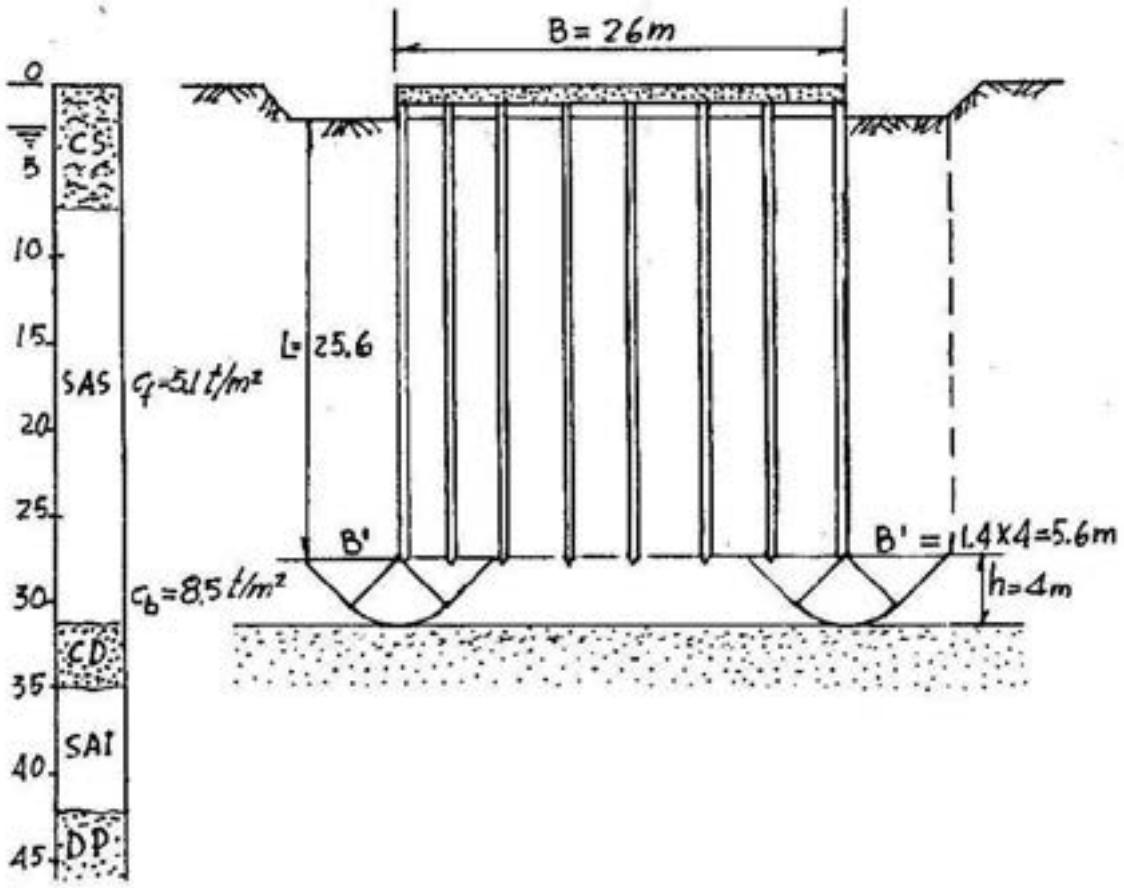


Figura 2-42. *Mecanismo de falla en la base del grupo de pilotes de fricción*

Con estos valores preliminares se puede obtener el valor aproximado de N_c, como sigue:

$$N_c = 5.14(1+0.2x5.6/42.6)(1+0.2x2.5) = 7.9$$

Con este nuevo valor de N_c se recalcula: $\beta=25.6/(1.67x7.9)=1.94$

Con este nuevo valor se obtiene, de la curva $\beta=2$ (figura *2–41a*), el valor final de la separación mínima,

$$s_{min} = 1.7m, \quad \text{(equivalente a 4.25D)}$$

Cálculo de la capacidad de carga del grupo:

Suma de capacidades individuales:

$$N_p Q_l = 400x220 = 88{,}000 \text{ ton}$$

Capacidad del prisma de suelo

$$B = 15x1.7 + 0.4 = 25.9\ m$$
$$A = 24x1.7 + 0.4 = 41.2\ m$$

$$Q_{ps} = 2(25.9+41.2)25.6x5.1 + 25.9x41.2x8.5x7.7 = 87,362\ ton$$

$$Q_{ps} < N_p Q_i$$

Por tanto: $Q_g = 87,362\ ton$

Esta capacidad es muy semejante a $N_p Q_i$

$$Q_{ps}/N_p Q_i = 87,362/88,000 = 99.3\%$$

La diferencia de 0.7% es despreciable

Criterio empírico

Separación

$$s = 3D = 3x0.4 = 1.2\ m$$
$$B = 15x1.2+0.4 = 18.4\ m$$
$$A = 24x1.2+0.4 = 29.2\ m$$

$$Q_{ps} = 2(18.4+29.2)25.6x5.1+18.4x29.2x8.5x7.7 = 47,594\ ton$$

$$Q_{ps} < N_p Q_i$$

Por tanto: $Qg = 47,594ton$

Esta capacidad es equivalente a 216 pilotes individuales; lo que significa que se estarían desperdiciando 184 pilotes. La eficiencia del grupo sería:

$$Q_{ps} / N_p Q_i = 47,594 / 88,000 = 54\%$$

Se concluye que, en este caso, el criterio empírico para determinar la separación entre pilotes reduce la capacidad de carga máxima del grupo en 46%, respecto al criterio dado por el método analítico.

Separación mínima de pilotes de punta en un grupo

El mecanismo de falla de la punta de un pilote que penetra en un depósito de arena o grava compacta, en una profundidad no menor de *3D*, según lo explica Meyerhoff[38], es un cuerpo de revolución generado por una curva logarítmica, como lo muestra esquemáticamente la figura *2–43*.

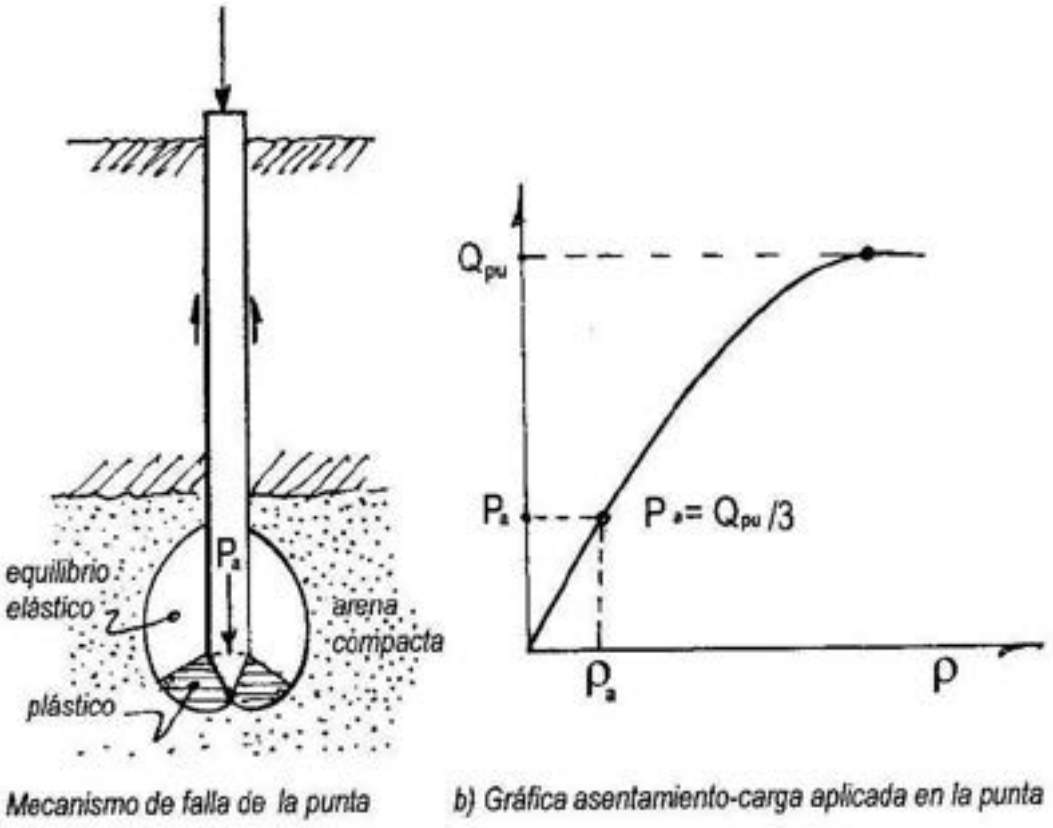


Figura 2-43. *Mecanismo de falla de un pilote apoyado en la punta (Meyerhoff[38])*

Dentro de este cuerpo, todo el suelo se encuentra en estado de equilibrio plástico cuando la punta del pilote soporta su carga límite Q_{pu}. Cuando la carga aplicada a la punta del pilote es menor que el valor límite, (por ejemplo, $P_a = Q_{pu}/3$), el volumen del suelo plastificado se reduce afectando solamente la parte inferior del mecanismo de falla. Esto equivale a decir que, cuando el factor de seguridad contra penetración de la punta en el suelo compacto es $FS = 3$, se produce solamente la plastificación parcial del suelo dentro del mecanismo de falla; fuera de él, el suelo se encuentra dentro del intervalo elástico de su curva esfuerzo-deformación.

El diámetro máximo teórico del mecanismo de falla, en el plano horizontal que pasa por la base del pilote, es de *3 a 3.5 veces* el ancho o diámetro D de la base, dependiendo del ángulo de fricción interna del suelo.

De las consideraciones anteriores se deduce que, si la separación entre pilotes de punta en un grupo es igual al diámetro de la zona plástica, sus mecanismos de falla serán tangentes en un punto; por consiguiente, la interferencia mutua será despreciable; lo que conduce a aceptar que, *cuando la separación sea igual o mayor de 3D a 3.5D, la capacidad de carga límite del conjunto de las puntas es igual a la suma de las capacidades de punta individuales de los pilotes.*

En la práctica es común aceptar como criterio de diseño para grupos de pilotes de punta una separación mínima de:

$$s_{min} = 3D$$

Este criterio es aceptable, siempre que vaya asociado a una carga admisible en la punta $P_{pa} = Q_{pu}/FS$, seleccionada con un factor de seguridad $FS \geq 3$, cuando Q_{pu} se determine mediante análisis basados en estudios geotécnicos confiables. Por otra parte, cuando la capacidad de la punta se determine en pruebas de carga, también confiables, *llevadas hasta la carga de falla de la punta*, como muestran las figuras *2–27* y *2–34*, puede admitirse un factor de seguridad $FS=2$. En todo caso, debe verificarse que el asentamiento del grupo de pilotes sea tolerable.

Asentamiento de grupos de pilotes

Pilotes de fricción en arcilla saturada

El asentamiento ρ de un grupo de pilotes de fricción bajo una estructura rígida, es generado por consolidación a largo plazo de las arcillas que rodean y subyacen al grupo de pilotes; su magnitud depende de tres factores cuya relación se expresa por la siguiente ecuación:

$$\rho = \sum_{i=1}^{i=n} m_v \, h_i \, \Delta p'_i \qquad (2\text{–}42)$$

Donde:

ρ Asentamiento de la cabeza del grupo de pilotes, *en cm*

m_{vi} Módulo de compresibilidad volumétrica de cada estrato de suelo que se encuentra bajo las puntas de los pilotes, en cm^2/kg

h_i Espesor de cada estrato de suelo, *en cm*

$\Delta p'_i$ Incremento de presión intergranular vertical, a la profundidad media de cada estrato de suelo, *en* kg/cm^2

En esta ecuación se considera que el asentamiento generado por deformación volumétrica de la masa de suelo que rodea al grupo de pilotes es despreciable, en comparación con el que se produce por consolidación de los estratos de arcilla subyacentes a la base del prisma de suelo envolvente.

Los valores de las variables que intervienen en la ecuación *(2–42)* se determinan por diferentes procedimientos:

El espesor de cada estrato de suelo h_i se determina mediante sondeos de exploración y muestreo.

El módulo de compresibilidad volumétrica m_{vi} se mide en ensayes de consolidación unidimensional realizados en el laboratorio sobre especímenes de suelo inalterados, representativos de cada estrato ubicado bajo el grupo de pilotes, hasta una profundidad máxima $h=2B$, o bien, hasta el espesor total de los estratos de suelo compresibles, si éste es menor que $2B$.

El valor aproximado del incremento de presión $\Delta p'_i$ puede determinarse mediante un modelo simplificado como el que muestra la figura *2–44*, el cual se basa en modelos analíticos derivados de la teoría de la elasticidad, propuestos por Mindlin[39] y por Boussinesq[40], para determinar la distribución de los esfuerzos en una masa de suelo considerado como un medio elástico ideal, homogéneo, isótropo y semi-infinito.

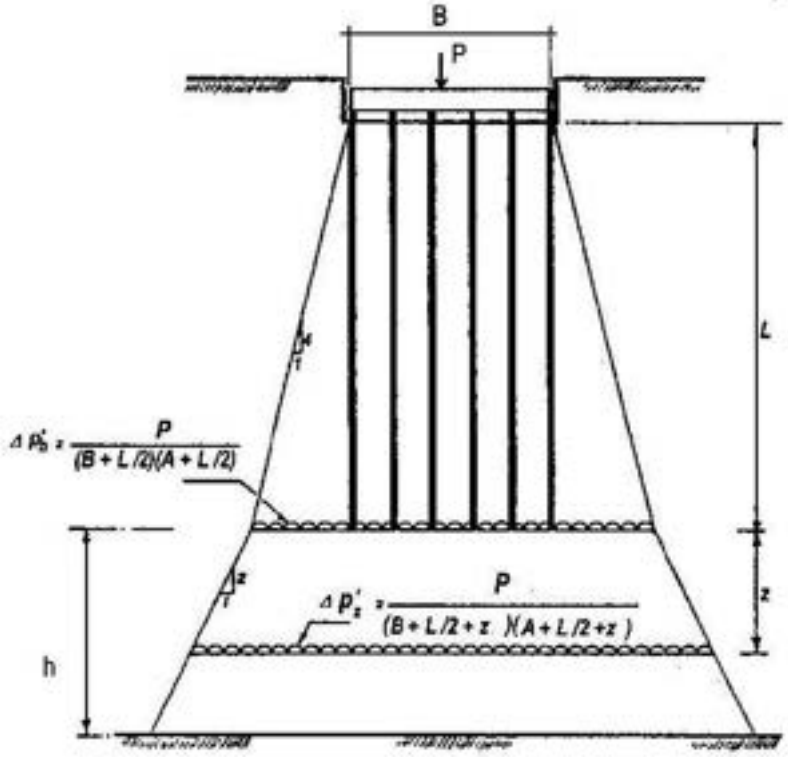


Figura 2-44. Distribución simplificada de presiones verticales bajo el apoyo de un grupo de pilotes de fricción

Modelo simplificado de la distribución de presiones verticales en el suelo, bajo un grupo de pilotes de fricción

La figura *2–44* representa un grupo de pilotes de fricción unidos a una losa rígida, de ancho B y longitud A, separada de la superficie del terreno, a través de la cual se transfiere la carga P a la cabeza de los pilotes. En este modelo simplificado se considera que la carga P se distribuye en la masa de suelo dentro de una pirámide truncada cuyas caras laterales tienen una pendiente de *0.25:1*, y cuya altura es la longitud L del grupo de pilotes. Se considera también que, en el plano horizontal que forma la base de la pirámide, la carga P ejerce un *incremento de presión vertical uniforme*, $\Delta p'_b$, equivalente al valor medio del incremento de presión en esa profundidad, cuyo valor es:

$$\Delta p'_b = \frac{P}{\left(B+\frac{L}{2}\right)\left(A+\frac{L}{2}\right)} \qquad (2\text{–}43)$$

El denominador de esta ecuación es el área de la base mayor de la pirámide de suelo que contiene al grupo de pilotes.

Debajo de las puntas de los pilotes se forma otra pirámide truncada de suelo cuyas caras tienen una pendiente de *0.5:1*. El incremento de presión vertical media, uniforme, a cualquier profundidad z, bajo la punta de los pilotes, se expresa por:

$$\Delta p'_z = \frac{P}{\left(B+\frac{L}{2}+z\right)\left(A+\frac{L}{2}+z\right)} \qquad (2\text{–}43a)$$

Suponiendo que, bajo la base del prisma de suelo envolvente existen dos estratos de arcilla de diferente compresibilidad, los valores de los *incrementos de presión vertical media*, $\Delta p'_1$ y $\Delta p'_2$, que actúan en los planos horizontales ubicados a la mitad del espesor de cada estrato *(1)* y *(2)*, se obtienen substituyendo z, en la ecuación anterior, por los valores de z_1 y z_2, respectivamente. Los valores de $\Delta p'_i$ así obtenidos se substituyen en la ecuación *(2–42)* para determinar el asentamiento de la cimentación, por consolidación de los estratos de arcilla subyacentes a las puntas de los pilotes.

La experiencia en el Valle de México muestra que el asentamiento determinado por este procedimiento es suficientemente aproximado para fines prácticos. En el caso particular en el que exista un solo estrato compresible, de espesor h, bajo la punta de los pilotes, la ecuación general *(2–42)* tomaría la siguiente forma:

$$\rho = \frac{m_{vp}\, P\, h}{(B+L/2+h/2)(A+L/2+h/2)} \qquad (2\text{–}44)$$

Donde las variables se expresan en las siguiente unidades:

ρ	en m
m_{vp}	en m^2/ton $\quad (1\ cm^2/kg = 0.1 m^2/ton)$
P	en *toneladas*
h, B, L y A,	en m

Aplicando esta ecuación para valores de P comprendidos entre cero y la capacidad de carga última del grupo de pilotes Q_g, y representando los

valores calculados de ρ y P, se obtiene la línea O–Q_g de la figura *2–45*, que es la gráfica de *carga–asentamiento*.

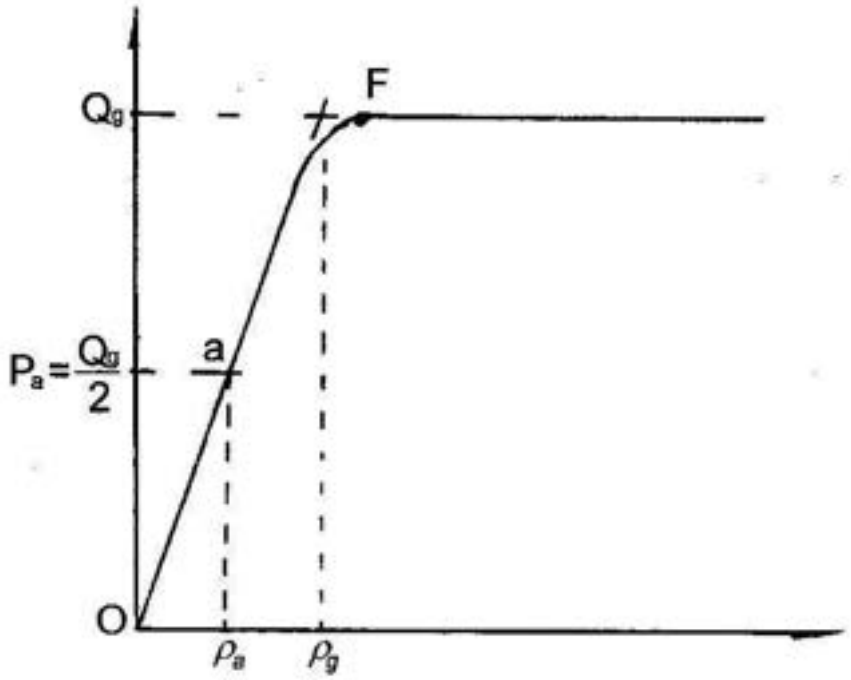


Figura 2-45. *Relación carga-asentamiento de un grupo de pilotes de fricción sin apoyo de la losa*

El asentamiento para esta carga admisible $P_a = Q_g/2$, es la abscisa del punto a, cuyo valor ρ_a se puede obtener de la gráfica de la figura *2–45*, o bien por la ecuación: $\rho_a = \rho_g/2$.

Interacción losa–suelo–pilotes

En la construcción de cimentaciones formadas por una losa rígida y un grupo de pilotes de fricción en depósitos de arcilla compresible es común que la losa quede apoyada sobre la superficie del terreno y ligada estructuralmente a la cabeza de los pilotes, formando así un sistema integral en el que la carga de la estructura aplicada a la losa es transferida parcialmente a la superficie de contacto losa–suelo y la diferencia tomada por las cabezas de los pilotes. Es por ello de interés práctico determinar la proporción de la carga que se transmite al suelo por estos dos caminos. Este es el propósito del *análisis de interacción de las tres fases que constituyen al sistema losa–suelo–pilotes que se describe a continuación.*

Modelo de interacción losa–suelo–pilotes bajo carga estática

La figura *2–46a* representa una losa rectangular rígida de ancho B y longitud A, en contacto con la superficie del terreno y estructuralmente ligada a un grupo de pilotes de fricción de longitud L, instalados en un depósito de arcilla compresible cuyo espesor se extiende bajo la punta de los pilotes en una profundidad h. A esta profundidad, la arcilla se apoya sobre depósitos de suelos granulares muy compactos, cuya compresibilidad es despreciable, en comparación con la arcilla. Sobre la losa rígida actúa una carga estática total permanente P_t, que producirá un asentamiento final ρ_t por consolidación de la arcilla compresible.

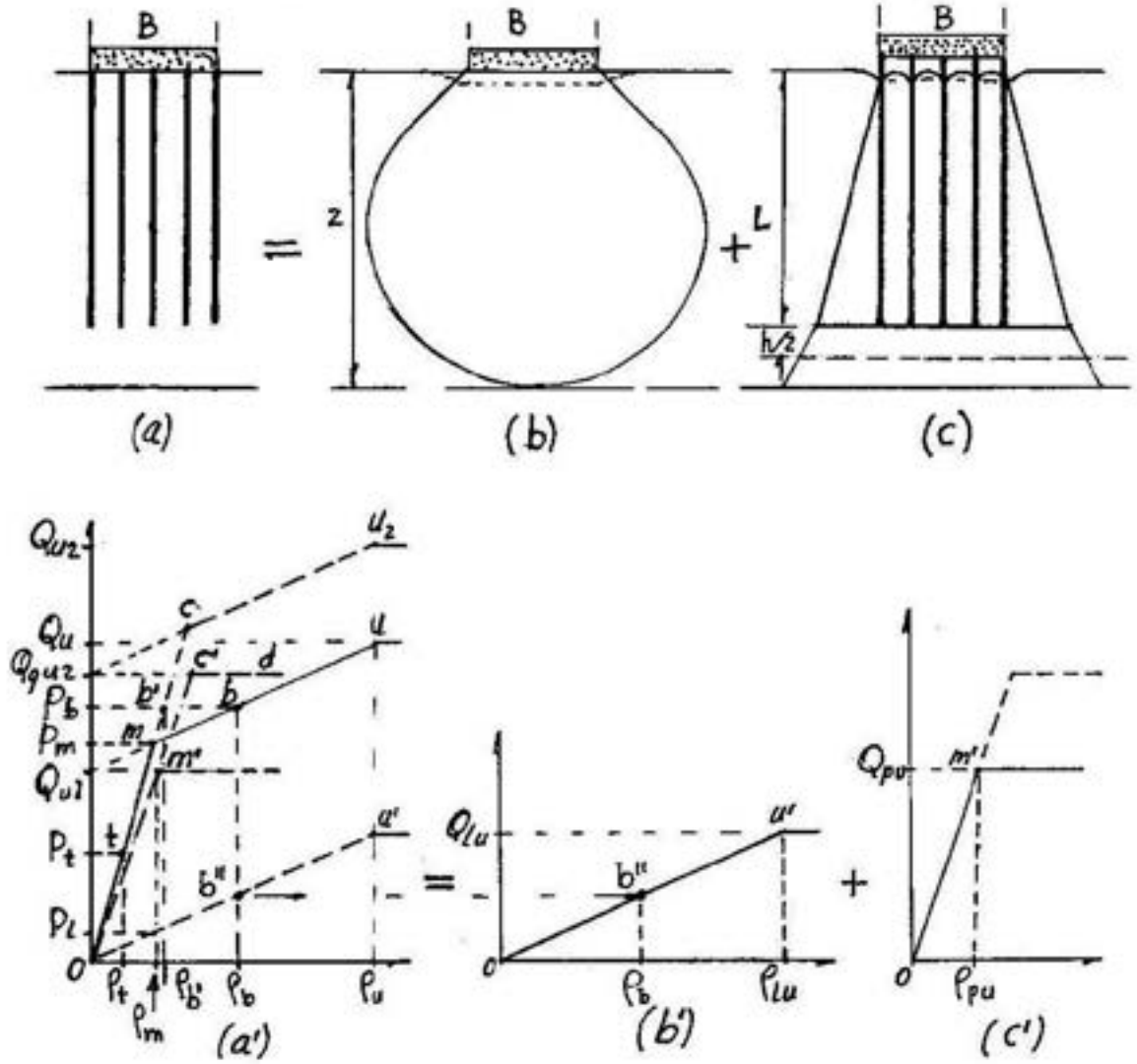


Figura 2-46. *Interacción losa-suelo-pilotes.*

Para fines del análisis del asentamiento, el sistema losa-suelo-pilotes, se descompone en sus dos subsistemas básicos: *la losa rígida y el grupo de pilotes*, como ilustran los esquemas *(b)* y *(c)* de la misma figura. La superposición de ambos subsistemas es equivalente al sistema total.
La losa transferirá al suelo una porción P_l de la carga total, mientras que el grupo de pilotes tomará la diferencia P_p. Esta condición se expresa por la ecuación:

$$P_t = P_l + P_p \qquad (2\text{–}45)$$

De esta ecuación se derivan expresiones para el valor de cada una de las componentes de la carga:

$$P_l = P_t - P_p \qquad (2\text{–}45a)$$

$$P_p = P_t - P_l \qquad (2\text{–}45b)$$

Una condición adicional requiere que *el asentamiento del subsistema losa–suelo ρ_l sea igual que el del subsistema pilotes–suelo ρ_p, y ambos asentamientos iguales al del sistema total integrado ρ_t* de la figura *2–46a*, lo cual se expresa por la igualdad:

$$\rho_l = \rho_p = \rho_t \qquad (2\text{–}46)$$

La carga P_l actuando en el subsistema losa–suelo induce en la masa de arcilla esfuerzos verticales que se difunden en un cierto espacio representado esquemáticamente por la zona marcada por la línea curva. Los esfuerzos distribuidos en este espacio generan un asentamiento de la losa cuyo valor es función del módulo de compresibilidad volumétrica de la arcilla m_{vl}, de la presión media de contacto entre la losa y el suelo P_l/A_l, del ancho B de la losa y de un factor de forma F_f que depende del ancho y longitud de la losa y de la profundidad del estrato de arcilla (figura *2-46b*). Estas variables se relacionan mediante la ecuación:

$$\rho_l = m_{vl} \frac{P_l}{A_l} P_l$$

Reordenando:

$$\rho_l = \frac{m_{vl} B F_f}{A_l} P_l \qquad (2\text{–}47a)$$

Y haciendo:
$$\frac{m_{vl} B F_f}{A_l} = C_l \qquad (2\text{–}48)$$

Se define el ***coeficiente de asentamiento*** C_l, que es un parámetro que representa la *deformabilidad del subsistema losa–suelo.* Asignando unidades a las variables que componen este coeficiente de asentamiento se tiene:

C_l *Coeficiente de asentamiento, en m/ton*
m_{vl} *Módulo de compresibilidad del suelo bajo la losa, en m²/ton*
B *Ancho de la losa, en m*
A_l *Area de la losa, en m²*
F_f *Factor de forma, adimensional*

Substituyendo C_l en la ecuación *(2–47a)* se obtiene el asentamiento de la losa en metros, para una carga P_l aplicada a la losa, en toneladas. La carga puede tener cualquier valor comprendido entre *0* y la capacidad de carga última del sistema Q_u. La ecuación *(2–47a)* queda:

$$\rho_l = C_l P_l \qquad (2\text{–}49)$$

De manera semejante, la magnitud del asentamiento del grupo de pilotes bajo la carga P_p, que se ilustra en la figura *2–46c*, se determina mediante el modelo simplificado de la figura 2-44, expresado por la ecuación *(2-44)*.

En este modelo se desprecia la deformación del bloque de suelo reforzado por los pilotes que contiene, por ser ésta de magnitud pequeña en relación con el asentamiento generado por consolidación del estrato de arcilla compresible que se encuentra bajo la punta de los pilotes. Con base en estas hipótesis simplificadoras, el asentamiento final del grupo de pilotes ρ_p es función de los siguientes factores:

- El módulo de compresibilidad volumétrica m_{vp} del suelo bajo las puntas de los pilotes.
- El incremento promedio del esfuerzo intergranular vertical $\Delta p'_z$, aplicado en el plano central de la capa compresible bajo las puntas, sobre un área: $(B+L/2+z)(A+L/2+z)$, según las figuras 2-44 y 2-46c.
- El espesor de la capa compresible h.

Con base en estas premisas, el asentamiento del grupo de pilotes se expresa por la ecuación:

$$\rho_p = m_{vp} \frac{P_p\, h}{(B + L/2 + z)(A + L/2 + z)} \qquad (2\text{-}44)$$

Haciendo:

$$\frac{m_{vp}\, h}{(B + L/2 + z)(A + L/2 + z)} = C_p \qquad (2\text{-}50a)$$

$$\rho_p = C_p\, P_p \qquad (2\text{–}50)$$

Igualando las ecuaciones *(2–49)* y *(2-50)* resulta:

$$C_l\, P_l = C_p\, P_p \qquad (2\text{–}51)$$

Carga transferida al subsistema pilotes–suelo

Substituyendo en *(2–51)* la ecuación *(2–45a)*:

$$C_l\,(P_t - P_p) = C_p\, P_p$$

De donde:

$$C_l\, P_t = (C_l + C_p)\, P_p$$

Despejando:

$$P_p = \frac{C_l}{(C_l + C_p)} P_t = \frac{1}{(1 + C_p/C_l)} P_t \qquad (2\text{–}52)$$

La fracción C_p/C_l *representa la deformabilidad relativa del subsistema pilotes–suelo* (figura *2–46c*) *con respecto a la del subsistema losa–suelo (figura 2–46b);* esta fracción es menor que la unidad. En las cimentaciones apoyadas sobre pilotes de fricción en las arcillas del Valle de México es del orden de *0.07 a 0.15*. Es evidente que el valor de la relación C_p/C_l varía en cada caso particular, dependiendo de la compresibilidad del suelo y de la geometría general del sistema. Sin embargo, considerando el intervalo de valores antes mencionado, se puede apreciar que, según la ecuación *(2–52)*, la carga estática transferida al grupo de pilotes P_p puede variar entre el *87%* al *94%* de la carga total aplicada a la cimentación P_t.

Carga transferida al subsistema losa–suelo

De manera semejante, al substituir *(2–45b)* en *(2–51)* y despejar P_l, se obtiene:

$$P_l = \frac{1}{(1 + C_l / C_p)} P_t \qquad (2\text{–}53)$$

En este caso, *la deformabilidad relativa de la losa–suelo respecto a la de los pilotes–suelo,* dada por la fracción C_l/C_p, es el inverso de la anterior; por tanto, es mayor que la unidad y suele tener valores del orden de 6.6 a 14, lo cual indica que la carga estática tomada por la losa P_l es una fracción pequeña, *de 6% a 13%* de la carga total P_t aplicada al sistema; esa fracción es complementaria de la correspondiente a la carga transferida a los pilotes P_p, y la suma de ambas es la carga total P_t. La interacción entre ambos subsistemas se aprecia mejor construyendo la gráfica que relaciona la carga estática total P_t aplicada al sistema con el asentamiento ρ_t, como se ilustra en la figura *2–46a'*.

Gráfica carga–asentamiento ($P_t - \rho_t$)

La relación entre la carga estática total P_t aplicada al sistema y el asentamiento final ρ_t por consolidación de la arcilla, que muestra la figura *2–46a'*, se construye a partir de las gráficas correspondientes a cada uno de los dos subsistemas considerados como independientes; la gráfica *2–46b'* representa el comportamiento de la *losa sin pilotes*, para un intervalo de carga P_l comprendido entre *0* y la capacidad de carga última del subsistema *losa–suelo* Q_{lu}. La gráfica *2–46c'* corresponde al subsistema *pilote–suelo*, para un intervalo de carga desde *0* hasta la capacidad de carga última *del grupo de pilotes* Q_{gu}. Estas gráficas se determinan de la siguiente manera:

Asentamiento de la losa

El punto *u'* de la gráfica *b'* se determina aplicando la ecuación *(2–48)* para el valor de la carga última del subsistema *losa–suelo*, calculada por:

$$Q_{lu} = c_u \, N_c \, A_l$$

Donde:

- c_u resistencia media no drenada de la arcilla bajo la losa
- N_c factor de capacidad de carga de Skempton.
- A_l área de la losa *(AxB)*

El valor de C_l se determina mediante la ecuación *(2–48)*, en la que el factor F_f se obtiene de las gráficas de la figura (2-20).

Ambos valores substituidos en la ecuación *(2–49)* dan el máximo asentamiento de la losa ρ_{lu}, antes de producirse la falla plástica del subsistema *losa–suelo* por esfuerzos cortantes.

Los valores de ρ_{lu} y Q_{lu} son las coordenadas del punto u' que define la recta ou'.

Asentamiento de los pilotes

En la gráfica c' las coordenadas del punto m' son: la capacidad de carga última del grupo de pilotes Q_{gu} ($Q_{gu}=Q_{pu}$, para la figura *2-46c')* y el asentamiento del grupo bajo esa misma carga, ρ_{pu}.

Si la separación de los pilotes en el grupo es mayor que la mínima admisible, según la ecuación *(2-40)*, la capacidad de carga última del grupo es la suma de las capacidades individuales de los pilotes, según la ecuación *(2-35a)*.

El asentamiento por consolidación ρ_{pu} para esa carga última se determina mediante la ecuación (*2-50*), en la que el coeficiente de asentamiento C_p se calcula con la ecuación (*2-50a*). De esta última ecuación se observa que *el asentamiento del grupo de pilotes depende directamente del espesor h de la capa compresible bajo las puntas de los pilotes y de la intensidad del esfuerzo intergranular vertical $\Delta p'_z$ en el plano medio de la capa.* Esto significa que, *al disminuir la longitud de los pilotes aumentan h y $\Delta p'_z$ y crece el asentamiento ρ_{pu},* para la misma carga. Este es un aspecto crítico en el diseño de pilotes de fricción como elementos reductores del asentamiento.

Asentamiento del sistema integrado losa–suelo–pilotes

La gráfica *carga–asentamiento* del sistema es la poligonal *omu* de la figura 2-46*a'* que se traza de la siguiente manera:

- La ordenada del punto u es la suma de las capacidades de carga últimas de los dos subsistemas, $Q_u = Q_{lu} + Q_{gu}$.
- El punto Q_{gu}, en el eje vertical es la capacidad de carga última del grupo de pilotes. Entre estos dos puntos se traza la recta $u - Q_{gu}$.
- La abscisa del punto m es igual al asentamiento ρ_{pu}, del grupo de

pilotes en su carga última, que muestra la gráfica c', correspondiente al punto m'.

Obsérvese que las ordenadas de la gráfica *omu* de la figura *2–46a'* son la suma de las ordenadas de las dos gráficas individuales trazadas para los subsistemas independientes: formados por la losa y el suelo y por los pilotes y el suelo; en cambio, las abscisas de las tres gráficas son las mismas; lo cual es congruente con la condición de igualdad del asentamiento de los tres sistemas.

Interpretación de la gráfica carga–asentamiento

Es de interés práctico observar la gráfica a' de la figura *2–46* para deducir de ella algunos criterios básicos aplicables al diseño de cimentaciones formadas por un grupo de *pilotes* de fricción unidos a una *losa rígida* que se encuentra en contacto con la superficie del *suelo.* El mecanismo de transferencia de carga constituye una sola unidad en la que interactúan, continuamente, sus tres elementos componentes. La gráfica *omu* presenta, de manera objetiva, la relación entre la carga total P_t aplicada al conjunto y el asentamiento ρ_t de la losa, que es el mismo que el de la estructura que se apoye sobre ella.

Debe aclararse que esta gráfica teórica formada por dos segmentos de recta representa, de manera aproximada, a la gráfica real que se obtendría mediante una prueba de carga a largo plazo, la cual daría una curva suave continua con una inflexión pronunciada en la zona cercana al punto m.

El punto m de unión de las dos rectas, marca un cambio de pendiente que corresponde a dos comportamientos claramente distintos de la relación entre la carga y el asentamiento. La ordenada del punto m es la carga $P_m = Q_{gu} + P_l$. La ordenada del punto m', de la gráfica c', es la capacidad de carga última del grupo de pilotes Q_{gu}, donde el subsistema *pilotes–suelo* cambia su comportamiento elástico por otro de tipo plástico en el que su capacidad de carga permanece constante al crecer el asentamiento del sistema. La ordenada del punto l' es la porción de la carga total transferida por la losa al suelo P_l, cuando su asentamiento es igual a ρ_{pu}.

Si la carga total aplicada al conjunto es P_t, menor que P_m, el asentamiento de la cimentación será la abscisa del punto t (ρ_t), que se encuentra en el intervalo de la línea *om*; *este intervalo del asentamiento está determinado por el comportamiento del conjunto de pilotes que constituye el elemento menos deformable del sistema.*

Si la carga aplicada es P_b, mayor que P_m, aún se dispone de un margen de seguridad con respecto a la capacidad de carga última del sistema, Q_u; pero el asentamiento a largo plazo será la abscisa ρ_b del punto b, *ubicado en el intervalo lineal del subsistema losa–suelo, que es el elemento más deformable del sistema.* A partir del punto m, cualquier incremento de la carga aplicada, en exceso de la carga P_m, no podrá ser soportado por los pilotes, por lo que será transferido íntegramente por la losa al suelo, generando un asentamiento adicional que seguirá a la línea *mu, cuyo comportamiento corresponde solamente al subsistema losa–suelo.* Si el asentamiento total ρ_b bajo esta nueva carga resultara inaceptable para la estructura, sería necesario aumentar la capacidad de carga del grupo de pilotes, para mantener el asentamiento *dentro del intervalo del subsistema pilote–suelo, (recta om).* Esto implicaría aumentar el número de pilotes, o aumentar el perímetro del grupo, o bien una combinación de ambos factores, con el fin de aumentar la capacidad de carga del grupo Q_{gu}, hasta un valor mayor que P_b, y así tomar en los pilotes la totalidad de la carga P_b. La nueva gráfica de carga asentamiento para el nuevo número de pilotes sería *oc'd*, y la del conjunto sería *ocu₂*. El asentamiento correspondiente a la carga total P_b sería la abscisa del punto b', indicada por $\rho_{b'}$ en el eje horizontal.

¿Qué ocurriría si el asentamiento ρ_c resultara inaceptable para la estructura?. Esta condición obligaría a *reducir la deformabilidad del subsistema pilotes–suelo*, sobre el que descansa ahora la mayor parte de la carga estática permanente, con el fin de reducir el asentamiento. Este objetivo se logra disminuyendo el espesor h del estrato compresible subyacente a la punta del grupo de pilotes, como se deduce de la ecuación *(2–50a)* que define el coeficiente de asentamiento del grupo C_p. Tal objetivo implica aumentar la longitud L de los pilotes, lo que permitiría obtener mayor capacidad de carga del conjunto y menor coeficiente de asentamiento.

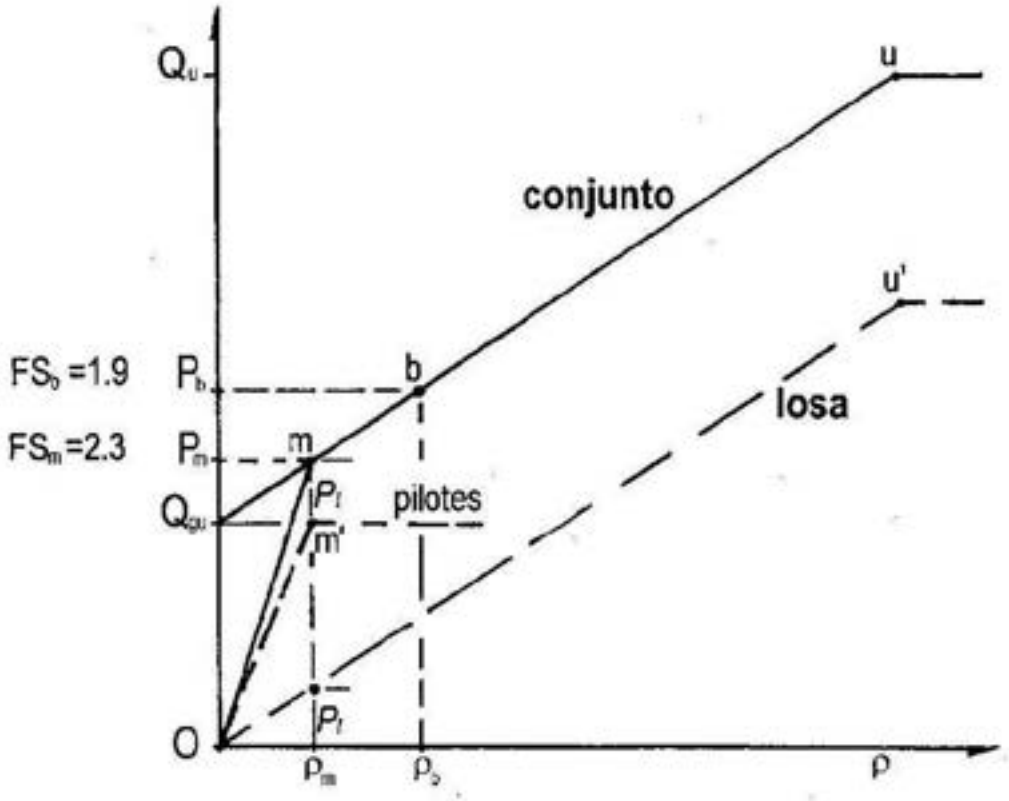


Figura 2-47. *Losa con pilotes de fricción bajo carga estática P_m, o P_b, mayor que la capacidad última Q_{gu} del grupo de pilotes*

Factor de seguridad

En las gráficas de la figura *2-47* se observa que en los casos en que la carga total alcanza el valor P_m o mayor, *el grupo de pilotes se encuentra sometido a su capacidad de carga última* Q_{gu}, auxiliado por una pequeña aportación de la carga transferida por la losa. En esta condición, el factor de seguridad *del sistema losa-suelo-pilotes, referido a la capacidad última del conjunto* Q_u, podría tener un valor que se considere aceptable –digamos de dos ó mayor–. Sin embargo, *el grupo de pilotes estaría operando siempre en su capacidad límite* Q_{gu}, *con un factor de seguridad de uno.* Aunque esta situación parecería aceptable *bajo carga estática constante, cualquier exceso de carga,* ya sea por subestimación de las cargas reales de la estructura o sobreestimación de la capacidad de carga del grupo de pilotes, *podría inducir asentamientos intolerables.* En tal caso, el conjunto de pilotes carecería de un margen de seguridad adecuado para impedir el desarrollo de esos asentamientos excesivos.

Efectos del sismo

Si la carga estática aplicada a los pilotes es igual que su capacidad de carga límite, la acción de cargas accidentales, como el sismo, *impondrían al conjunto losa–suelo–pilotes cargas oscilantes que tendrían que ser soportadas solamente por el subsistema losa–suelo, a expensas de grandes deformaciones alternantes que afectarían por igual al subsistema pilotes–suelo, que ya está trabajando en su capacidad límite.*

Es bien conocido en el Valle de México el hecho que, *cuando los pilotes de fricción son sometidos a cargas cíclicas que exceden su capacidad de carga límite, se genera en la interfase pilote–suelo un proceso de remoldeo de la arcilla que reduce drásticamente su resistencia al corte y, consecuentemente, diminuye la capacidad de carga límite del pilote,* como ilustra la figura *2–48.*

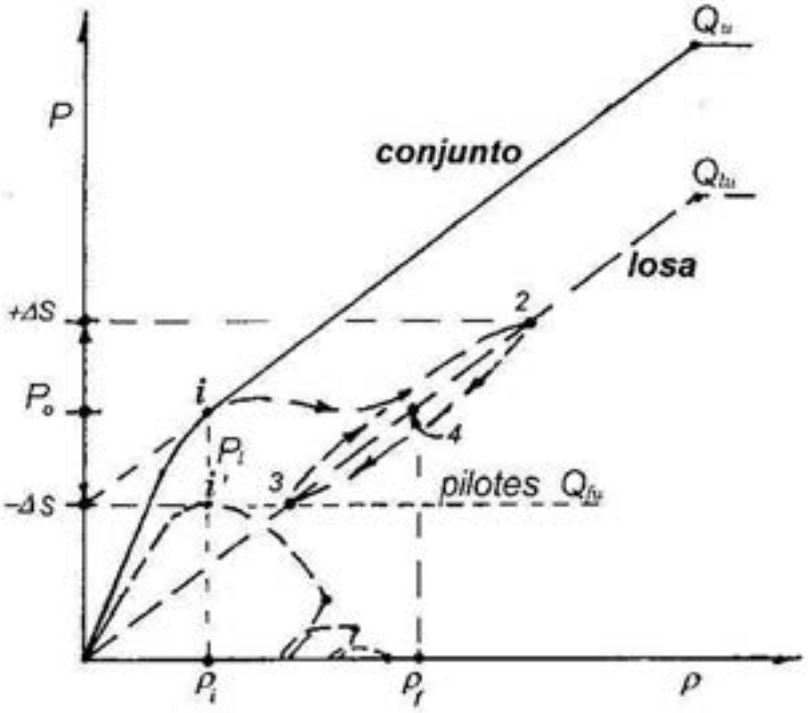


Figura 2-48. Pérdida de la capacidad de carga friccionate, por remoldeo de pilotes sometidos a carga cíclica mayor que su capacidad límite (Q_{fu}). La carga total $Q_{fu}+P_i$ es transferida al sistema losa-suelo

En el caso de un sistema losa–suelo–pilotes, al perderse la capacidad de carga de los pilotes por la acción de un sismo, *este decremento de capacidad de carga se convierte en un incremento igual de la carga soportada por el subsistema losa–suelo.*

Si, en el mejor de los casos, este incremento de carga no supera la capacidad límite de la losa–suelo, se desarrollan asentamientos diferenciales grandes que se traducen en inclinación permanente e intolerable para la estructura; pero que, en casos peores, en los que se ha excedido la capacidad límite del suelo bajo la losa, se han producido graves hundimientos permanentes de la cimentación. En ambos casos se han requerido costosas reparaciones de la cimentación, incluyendo la instalación de pilotes adicionales, el reforzamiento de la propia estructura de la cimentación y la recuperación de la verticalidad perdida del edificio.

Surge entonces la pregunta: ¿Cuál debe ser un factor de seguridad adecuado para el diseño de este tipo de cimentación combinada constituida por una losa rígida ligada a un grupo de pilotes de fricción?

Sobre esta cuestión existen algunas diferencias de opinión. El autor expone a continuación un criterio que ha sido aplicado a un número de casos prácticos, basado en el análisis de algunos casos de cimentaciones combinadas de edificios y de otras estructuras que mostraron un comportamiento inadecuado durante los sismos de 1985, en el área metropolitana del Valle de México, comparados con otros casos que exhibieron una respuesta satisfactoria. Estos análisis se apoyaron en los conceptos de *interacción del sistema losa–suelo–pilotes* explicados en párrafos anteriores y pueden resumirse en las consideraciones siguientes:

- La presencia de un grupo de pilotes de fricción bajo una losa de cimentación, o un cajón, rígidos, diseñados originalmente para reducir los asentamientos de la estructura por consolidación bajo la carga estática, introduce en el sistema de cimentación *un elemento de baja deformabilidad* constituido por el subsistema *pilotes–suelo*, que trabaja en paralelo con el subsistema *de alta deformabilidad* constituido por *la losa y el suelo*.
- Como ambos subsistemas están sujetos al mismo asentamiento, *el elemento menos deformable (más rígido) tomará la mayor parte de la carga total aplicada al sistema P_t, en razón inversa de su deformabilidad relativa de ambos subsistemas.* Mientras la carga total se encuentre dentro del intervalo de la capacidad última del grupo de pilotes Q_{gu}, la parte de la carga soportada por éstos será mayor del 85% de la carga total.

- Si la carga total excede a la capacidad última del grupo de pilotes, se genera un asentamiento adicional producido por el excedente de la carga, el cual es transferido al *subsistema más deformable constituido por la losa y el suelo.*
- Esto sugiere la conveniencia de *no permitir que la carga dinámica total, dada por la carga estática más la sísmica, exceda el límite de la capacidad del grupo de pilotes* Q_{gu}, lo que implica que la capacidad última del grupo de pilotes debe ser mayor que la carga total aplicada, con un margen de seguridad razonable $(Q_{gu} \geq FS\ P_t)$.
- Antes de los sismos de 1985, era práctica común aceptar un *factor de seguridad FS = 2, para grupos de pilotes de fricción bajo carga estática;* lo cual implicaba que la capacidad de carga última del grupo de pilotes Q_{gu} debía ser igual o mayor que el doble que la carga estática aplicada al sistema P_n; o sea que: $Q_{gu} \geq 2P_n$.
- *Este margen de seguridad operó satisfactoriamente ante solicitaciones sísmicas anteriores a 1985.*
- Pero los macrosismos de ese año indujeron *asentamientos permanentes adicionales de magnitud variable, de 3 a 16 cm*, en un gran número de casos de cimentaciones parcialmente compensadas apoyadas sobre pilotes de fricción; asentamientos que fueron *considerados como aceptables.* Así mismo se analizaron algunos casos excepcionales *que registraron hundimientos permanentes de 60 cm hasta 2.5 metros, obviamente inaceptables, asociados a la falla de los pilotes por remoldeo de la arcilla adherida al fuste.*
- El análisis de los casos excepcionales de *fallas graves de las cimentaciones, considerando la carga estática aumentada de la carga dinámica inducida por los sismos, reveló que, en todos estos casos, la suma de ambas cargas era mayor que la capacidad de carga última de los pilotes más cargados ubicados en las orillas de la cimentación.*
- En cambio, en los casos analizados en los que se registró *algún asentamiento tolerable, pero no la falla de la cimentación*, se encontró una cierta relación entre el asentamiento generado por los sismos y el factor de seguridad de los pilotes extremos. Los factores de seguridad ante carga sísmica de los casos analizados variaron entre *1.4 y 1.7, para asentamientos respectivos de 16 y de 3 cm.*

Todas estas consideraciones llevaron al autor a concluir que, en la zona de arcillas lacustres del Valle de México, es recomendable diseñar las cimentaciones apoyadas sobre pilotes de fricción de acuerdo con los siguientes criterios:

1. La condición más desfavorable de cargas está dada por la suma de las cargas estáticas permanentes y las cargas verticales inducidas por el sismo:

$$\Sigma P_{max} = \Sigma P_{estáticas} + \Delta P_{sísmica}$$

2. En zapatas o losas rígidas apoyadas en pilotes, es recomendable considerar que la totalidad de la carga estática actúa sobre el grupo de pilotes. Esta recomendación toma en cuenta dos fenómenos:

   a) El grupo de pilotes, por su baja deformabilidad relativa, toma *más de 85% de la carga stática.*
   b) Experimentalmente se ha determinado que, debido a la rigidez de la cimentación y la estructura, la carga estática, considerada como uniforme, se redistribuye aumentando la carga de los pilotes exteriores del conjunto y disminuyendo la de los pilotes interiores (Wheataker[41]).

3. En cimentaciones de cajón rígido parcialmente compensado, es razonable considerar que la carga estática aplicada al sistema *losa–suelo–pilotes* es igual a la carga no compensada, llamada también carga neta P_n, cuyo valor se obtiene disminuyendo el peso total de la tierra excavada del peso total de la estructura:

$$P_n = P_{estuctura} - P_{tierra}$$

   Este criterio se basa en la observación de casos reales en los que, durante la ejecución de la excavación, la presencia de los pilotes, trabajando como anclas de fricción, y el abatimiento del nivel freático restringen la expansión del fondo; en cuyo caso, *los asentamientos del cajón de cimentación posteriores a la construcción serán producidos, principalmente, por la carga neta estática actuando sobre el conjunto de pilotes.*

4. En todos los casos se considera que la capacidad de carga última individual, Q_{pui}, de los pilotes más cargados, ubicados en la periferia de la losa o cajón de cimentación, debe ser igual o mayor que *1.7* veces la carga dinámica máxima aplicada al pilote, que incluye la carga inducida por el sismo.

$$Q_{pui} \geq 1.7\,(P_{ei} + \Delta P_{si})$$

Este criterio tiene el propósito de reducir la magnitud de los asentamientos residuales inducidos por el sismo.

5. Es aconsejable optimizar la distribución de los pilotes en el área de la cimentación de manera que, hacia la periferia de la losa o cajón, donde se generan las mayores cargas totales, se encuentre la concentración de pilotes adecuada a dichas cargas. Sin embargo, algunos diseñadores prefieren una distribución uniforme de los pilotes en el área de cimentación, lo cual puede resultar en un factor de seguridad algo excesivo en los pilotes ubicados hacia el centro del área, donde el incremento de carga por sismo es menor.

Cimentación mixta

Se llama aquí cimentación mixta aquella que está formada por un cajón parcialmente compensado que se apoya sobre un grupo de pilotes de fricción. Se considera, en este caso, que la carga no compensada por el peso de la tierra excavada es transferida en su totalidad al terreno de apoyo, induciendo esfuerzos cortantes y de compresión que generan asentamientos. El grupo de pilotes, por su baja deformabilidad, recibe la mayor parte de la carga no compensada y la transfiere al suelo que los rodea y al que subyace a la punta de los pilotes, diminuyendo así los asentamientos que de otra manera causaría esta carga. Pero cuando se presenta un sismo, el incremento de carga ΔP_s inducido a la cimentación es transferido, también en su mayor parte, al grupo de pilotes. *Por esta razón, la capacidad de carga del grupo de pilotes debe ser suficiente para soportar los efectos del sismo sin sufrir la pérdida de la capacidad de carga por remoldeo de la arcilla, ni asentamientos residuales excesivos.*

Efectos de los sismos en cimentaciones mixtas

A diferencia de las cargas estáticas, que producen asentamientos a largo plazo asociados a disminución del volumen de los suelos compresibles, las cargas dinámicas generadas por los sismos son de corta duración y producen desplazamientos por distorsión del suelo, sin cambio de su volumen. La relación entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones de las arcillas saturadas, en condiciones de cambio de volumen nulo, se reproduce en el laboratorio mediante pruebas de compresión triaxial no drenadas *(UU)*, en las que no se permite la salida o entrada del agua a las probetas de arcilla durante todo el proceso de la prueba.

La figura *2–49b* muestra una gráfica esfuerzo–deformación axial unitaria obtenida en este tipo de prueba de laboratorio; en ella se observa que, durante la etapa de ruptura de la probeta, la presión axial se incrementa manteniendo constante la velocidad de la deformación vertical, normalmente del orden de *1% por minuto*; la cual se considera como una deformación rápida. La gráfica muestra una rama ascendente, prácticamente lineal, que tiene una pendiente media denominada módulo de elasticidad no drenado: $E_{u50} = \Delta p_{v50} / \varepsilon$.

Substituyendo E_{u50}, en las ecuaciones *(2–54)* y *(2–55)* se obtienen los asentamientos elásticos *(sin cambio de volumen)* bajo una carga aplicada en corto tiempo, como se suele considerar el peso total de la estructura P_e, aplicado durante el tiempo de construcción. De esta manera se obtienen las ecuaciones para el asentamiento elástico del subsistema losa–suelo ρ_{le} y del subsistema pilotes–suelo ρ_{pe}.

Subsistema losa-suelo

$$\rho_{le} = \left(\frac{(1-\nu^2) B F_f}{E_u A_l} \right) P_{le} \qquad (2\text{–}54)$$

Substituyendo la fracción dentro del paréntesis por C_{le}:

$$\rho_{le} = C_{le} P_{le} \qquad (2\text{–}54a)$$

Subsistema pilotes–suelo

$$\rho_{pe} = \frac{h}{E_u (B + L/2 + z)(A + L/2 + z)} P_{pe} \qquad (2\text{–}55)$$

Substituyendo: $$\rho_{pe} = C_{pe} P_{pe} \qquad (2\text{–}55a)$$

Igualando *(2–54a)* y *(2–55a)*: $$C_{le} P_{le} = C_{pe} P_{pe} \qquad (2\text{–}56)$$

Los factores C_{le} y C_{pe} son los coeficientes de asentamiento elástico para la losa y los pilotes, respectivamente, cuando están sometidos a cargas de aplicación rápida.

Siguiendo el mismo razonamiento que en el caso de la ecuación *(2–52)*, se llega a las ecuaciones que expresan la proporción de las cargas transferidas a cada uno de los subsistemas: losa–suelo y pilotes–suelo, en función de sus deformabilidades elásticas relativas.

Para la losa:
$$P_{le} = \frac{1}{1 + C_{le} / C_{pe}} P_{te} \qquad (2\text{–}57)$$

Para los pilotes:
$$P_{pe} = \frac{1}{1 + C_{pe} / C_{le}} P_{te} \qquad (2\text{–}58)$$

La estructura de estas ecuaciones es idéntica a la obtenida para el caso de carga estática. Aunque los valores absolutos de los coeficientes de asentamiento son diferentes, sus relaciones son semejantes. Por tanto se llega a la misma conclusión: *la proporción de la carga dinámica transferida a los pilotes es también muy alta con relación a la que toman la losa y el suelo.* Esta conclusión justifica la hipótesis simplificadora que considera que *la totalidad de las cargas aplicadas a la cimentación, sean estáticas o dinámicas, son transferidas al sistema pilotes–suelo, lo que implica aceptar que la participación de la losa es despreciable.*

Cargas inducidas por sismo en un grupo de pilotes de fricción

La figura *2–49* muestra un grupo de pilotes de fricción sometidos a la acción de un momento de volteo M_s producido por un sismo, actuando en la dirección del eje x. El momento se transmite a los pilotes a través de una losa rígida. Suponiendo que las fuerzas tomadas por la losa son despreciables, todo el momento del sismo se transmitirá al grupo de pilotes, desarrollando en ellos fuerzas de reacción de sentido contrario. Considerando, además, que los pilotes son de igual sección y longitud, y su distribución en la planta de la losa es simétrica, aunque no necesariamente uniforme, pudiendo existir una mayor concentración de pilotes en el perímetro del área que en el interior.

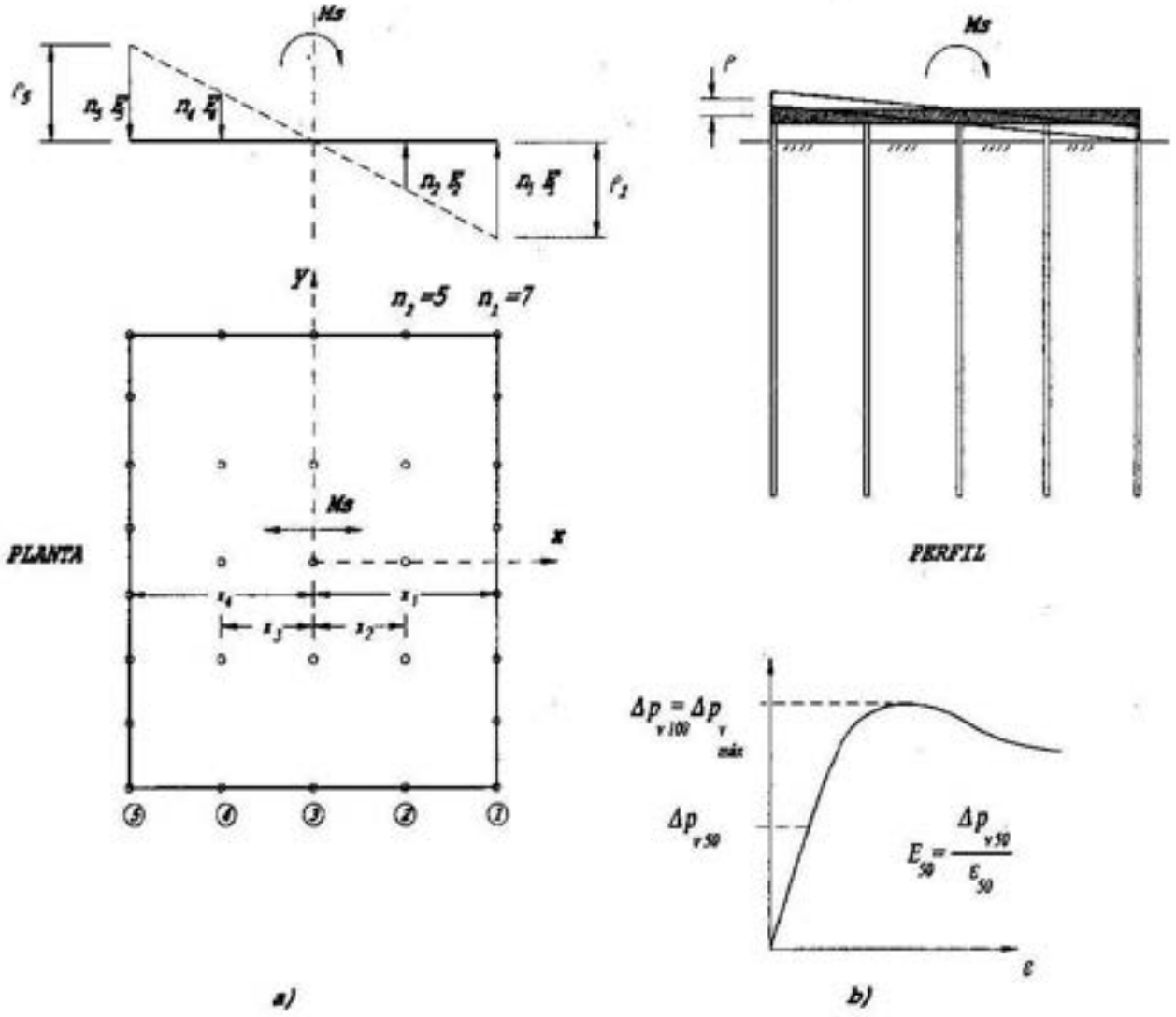


Figura 2-49. *a) Cargas inducidas por sismo en un grupo de pilotes, b) módulo de elasticidad no drenado de una arcilla saturada*

El diagrama de fuerzas muestra que, al girar la losa hacia la derecha alrededor del eje *3*, induce fuerzas de compresión en los pilotes del lado derecho, y de tensión en los del lado izquierdo del eje *y*, formando pares de fuerzas que equilibran al momento sísmico. Considerando la losa como cuerpo rígido, el desplazamiento vertical de los pilotes es proporcional a su distancia *x* con respecto al eje *y*, por lo que se puede suponer que los pilotes localizados en cada eje de orden *i*, paralelo a *y*, desarrollan una reacción total, F_i, también proporcional a su distancia x_i.

A partir de este diagrama de fuerzas se establece la condición de equilibrio de momentos, según la cual, el momento sísmico M_s es equilibrado por la suma de los momentos de las fuerzas desarrolladas en cada eje de pilotes del grupo. La ecuación de equilibrio será:

$$M_s = F_1x_1 + F_2x_2 + ... + F_nx_n \qquad (2\text{–}59)$$

La proporcionalidad entre las fuerzas y sus distancias se expresa por:

$$F_1/x_1 = F_2/x_2 = ... = F_n/x_n$$

de la cual, cada una de las fuerzas puede expresarse como una proporción de F_1:

$$F_2 = F_1x_2/x_1; \qquad F_n = F_1x_n/x_1$$

Substituyendo en *(2–59)*:

$$M_s = \frac{F_1x_1^2}{x_1} + \frac{F_1x_2^2}{x_1} + \cdots + \frac{F_1x_n^2}{x_1} = \frac{F_1\sum_{i=1}^{i=m}x_i^2}{x_1}$$

Donde m es el número de ejes de pilotes perpendiculares al eje x.

De la ecuación anterior, la carga total actuante sobre el eje 1 vale:

$$F_1 = \frac{M_s\,x_1}{\sum_{i=1}^{i=m}x_i^2}$$

De igual manera se obtiene la expresión general para la carga total de los pilotes de cualquier eje de orden i:

$$F_i = \frac{M_s\,x_i}{\sum_{i=1}^{i=m}x_i^2} \qquad (2\text{–}60)$$

El incremento de carga sísmica sobre cualquier pilote que se encuentra en ese eje será: $P_{si} = F_i/\ n_i$; siendo n_i el número de pilotes del eje i. Cuando el sismo actúa en la dirección del eje y, la ecuación anterior es:

$$F_j = \frac{M_s\, y_j}{\sum_{j=1}^{j=k} y_j^2} \qquad (2\text{–}60a)$$

Donde k es el número de ejes de pilotes perpendiculares al eje y.

En el diseño de cimentaciones sujetas a la acción del sismo, el Reglamento de las Construcciones del D.F. recomienda considerar el momento máximo aplicado en la dirección más desfavorable para la estructura, simultáneamente con otro momento igual al 30% del máximo actuando en dirección perpendicular a la del momento máximo. En tal caso, el incremento de carga sísmico sobre las columnas será la suma de los incrementos generados por cada una de estas acciones.

Ejemplo de diseño de una cimentación mixta

Objetivo:

Este ejemplo muestra la aplicación de los conceptos antes explicados al diseño de una cimentación parcialmente compensada complementada por un grupo de pilotes de fricción, la cual es una solución empleada frecuentemente en el Valle de México.

Se propone construir un edificio para oficinas en el área de suelos lacustres de la ciudad de México. Consiste de una estructura simétrica, de marcos de concreto reforzado, con nueve niveles sobre el de la banqueta, y un cajón de cimentación desplantado a 6 m bajo la superficie del terreno, complementado por un grupo de pilotes de fricción, de sección cuadrada con 0.4 m por lado y longitud de L=22 m. Las dimensiones generales de la estructura son las siguientes:

Area de cimentación:

Longitud,	$A = 40\ m$
Ancho,	$B = 25\ m$
Profundidad al desplante,	$D_f = 6\ m$
Altura de la estructura sobre el desplante.	$H_t = 38\ m$
Centro de gravedad	$H_g = 17\ m$

Estratigrafía y propiedades de los suelos: (Zona I)

La figura *2–50* muestra un esquema del perfil de los suelos del sitio y los valores medios de sus propiedades mecánicas, así como un corte transversal del cajón de cimentación y una planta de la cimentación con la distribución de los ejes de columnas.

Cargas que actúan en la cimentación:

Estructura + carga viva máxima,	$P_e = 13{,}800$ *ton*
Peso de tierra excavada	$P_t = \gamma D_f BA = 1.5x6x25x40 = 9{,}000$ *ton*
Carga neta en pilotes	$P_n = P_e - P_t = 4{,}800$ *ton*
Presión neta media	$p_n = P_n/BA = 4{,}800/25x40 = 4.8$ *ton/m²*
Momento sísmico *en X*	$M_{sx} = 0.1x13{,}800x17 = 23{,}460$ *ton-m*
Momento sísmico en Y	$M_{sy}=0.3M_{sx}=0.3x23{,}460 = 7{,}038$ *ton-m*
Excentricidad	$e = 0$

Capacidad de carga del cajón, sin pilotes:

Según la ecuación *(2-4)*, $q_u = c_u N_c + \gamma D_f = 4.8x6+1.5x6 = 37.8$ *ton/m²*
Factor de seguridad del cajón, $FS = q_u/p_n = 37.8/4.8 = 7.8$
Se observa que el factor de seguridad por capacidad de carga del cajón es amplio; $FS >> 3$.

Asentamiento del cajón sin pilotes:

Considerando que la expansión del fondo de la excavación sea controlada y mantenida en un valor despreciable, el asentamiento del cajón será generado solamente por la presión neta p_n. De acuerdo con la ecuación *(2–25a)*, el asentamiento del cajón rígido debido a consolidación de la arcilla se expresa por:

$$\rho_c = m_v p_n B F_r = 0.18x0.48x2500x0.9 = 194 \text{ cm}$$

El asentamiento del cajón sin pilotes no es admisible; por tanto, se requieren pilotes de fricción para reducirlo a un valor tolerable.

Puesto que el asentamiento del cajón sin pilotes es causado por la presión neta, el conjunto de pilotes de fricción que se instale para reducirlo a límites tolerables deberá ser capaz de *soportar la presión neta* p_n, *y de transmitirla y distribuirla a estratos de arcilla más profundos, menos compresibles y de menor espesor.*

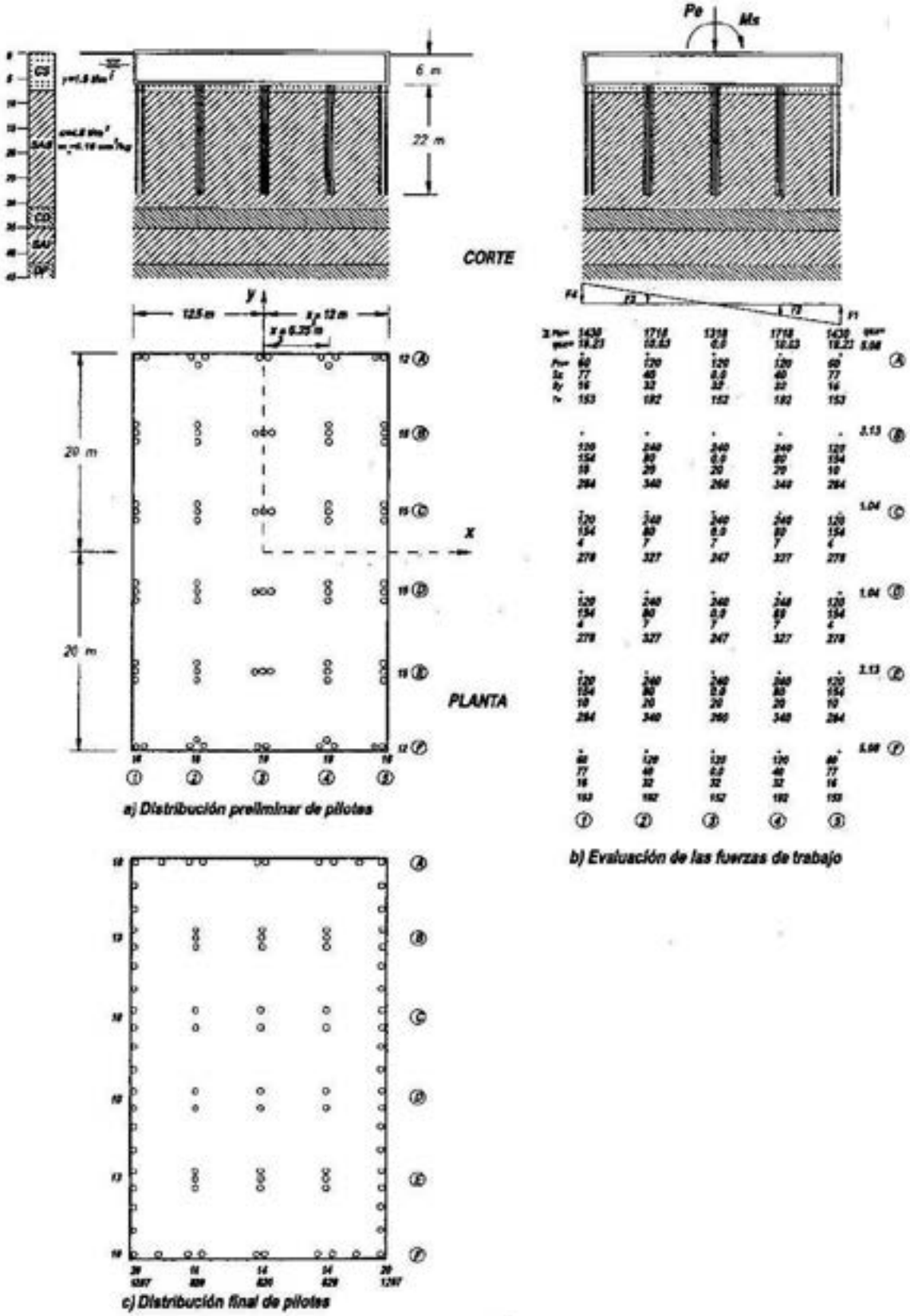


Figura 2-50. *Cimentación mixta, en un depósito de arcilla blanda*

De esta manera se reducen los tres factores que determinan la magnitud del asentamiento de la capa de arcilla que subyace al grupo de pilotes:

- El esfuerzo vertical efectivo p'_v.
- La compresibilidad del estrato de arcilla subyacentes m_v.
- El espesor del estrato compresible h.

Asentamiento de los pilotes:

$$\rho_p = m_v\, p'_v\, h$$

Además de reducir el asentamiento del cajón, el grupo de pilotes debe ser capaz de soportar una alta proporción (85% o mayor) de los incrementos de carga generados por el sismo en la cimentación, sin perder su capacidad de carga por remoldeo de la arcilla adyacente al fuste de los pilotes, originado por la carga cíclica.

Por las razones anteriores, es aconsejable considerar, como premisa simplificadora, que la totalidad de la carga dinámica P_d, dada por la suma de la carga neta P_n más la carga sísmica P_s, debe ser soportada por el grupo de pilotes con un factor de seguridad dinámico, $FS_d \geq 1.7$.

Estimación del número de pilotes de fricción necesarios:

Suponiendo que los pilotes están distribuidos a lo largo de los ejes longitudinales de columnas, el número de pilotes, en cada eje de índice i, N_{pi}, debe ser suficiente para soportar la carga dinámica total en ese eje P_{di}, la cual está dada por la suma de las cargas dinámicas de las columnas ubicadas en el mismo eje ΣP_{dci}; cada una de dichas cargas estará constituida por su carga neta P_{cn}, aumentada de la carga inducida en ella por el sismo P_{cs}; es decir que, la carga que deberá ser soportada por los pilotes del eje i se expresa por:

$$P_{di} = \Sigma P_{dci} = \Sigma (P_{cn} + P_{cs})_i \qquad (2\text{–}59)$$

El número de pilotes necesarios en el eje de índice i será entonces:

$$N_{pi} = \frac{P_{di}}{P'_{do}} \qquad (2\text{–}60)$$

Donde P_{da}^{1} es la carga dinámica admisible para un pilote individual.

Capacidad de carga de un pilote

Se proponen pilotes cuadrados con lado de 40 *cm* y longitud de 22 *m*; la resistencia media no drenada de la arcilla es c_u=4.8 ton/m^2.

Capacidad de carga límite de un pilote:

$$Q_{fu} = 4x0.4x22x4.8 = 170\ ton$$

Cargas admisibles:

Despreciando la capacidad de la punta:

Carga estática	$P_{ea} = 170/2 = 85\ ton$
Carga dinámica	$P_{da} = 170/1.7 = 100\ ton$

Cargas en las columnas de los ejes 1 y 5

Carga estática neta:

Considerando que la carga estática neta se encuentra uniformemente distribuida en el área de la cimentación, cada eje de columnas recibirá una carga proporcional a su área tributaria A_t.

$$P_{cn} = p_n A_t = 4.8 A_t$$

Carga neta en columnas de orilla = 4.8x3.125x8=120 ton
Carga neta en columnas de esquina = 4.8x3.125x4=60 ton

Carga sísmica:

Sismo en dirección X:

$$\sum x_i^2 = 2\left(12^2 + 6.25^2\right) = 366\ m^2$$

De la ecuación *(2–60)*, la carga sísmica sobre el eje 5 es:

$$F_{5x} = \frac{23460 \times 12}{366} = 769\ ton$$

Carga lineal unitaria en el eje 5: $q_{sx} = 769/40 = 19.23\ ton/m$

La carga sísmica para cualquier columna del eje 5, inducida por el sismo en dirección X, vale:

$$P_{csx} = q_{sx}\, L_t$$

Donde L_t es la longitud de eje tributaria de cada columna.

Así, por ejemplo:

Para columna de esquina $P_{csx} = 19.23x4=77\ ton$
Para columna de orilla $P_{csx} = 19.23x8=154\ ton$

Sismo en dirección Y:

$$\sum y_i^2 = 2\left(19.5^2 + 12^2 + 4^2\right) = 1080\,m^2$$

Carga sísmica en el eje A: $F_{Ax} = \frac{7038 \times 19.5}{1080} = 127 ton$

Carga lineal unitaria en eje A: $q_{sy} = 127/25 = 5.08\ ton/m$

Carga por sismo en *dirección Y*, sobre columnas 5A y 5F:

$$P_{csy} = 5.08x3.125=16\ ton$$

La carga dinámica para las columnas *5A y 5F* es:

$$P_{d5A}=P_{d5F} = P_{cn}+P_{csx}+P_{csy} = 60+77+16=153\ ton$$

Con este procedimiento se han calculado las cargas dinámicas para cada columna, como muestra la tabla *2-4* y los valores obtenidos se presentan en la planta de la figura *2-50b*.

Tabla (2-4)

Col	A_t (m^2)	P_{nc} (t)	Sismo x			Sismo y			P_{tc} (t)	N_p
			L_t (m)	q_{sx} (t/m)	P_{csx} (t)	L_t (m)	q_{sy} (t/m)	P_{csy} (t)		
5A	12.5	60	4		77		5.08	16	153	2
5B	25.0	120	8		154		3.13	10	284	3
5C	25.0	120	8	19.23	154	3.125	1.04	4	278	3
5D	25.0	120	8		154		1.04	4	278	3
5E	25.0	120	8		154		3.13	10	284	3
5F	12.5	60	4		77		5.08	16	153	2
TOTAL		600	32		770			60	ΣPtc 1430	16 s=3m
4A	25	120	4		40		5.08	32	192	2
4B	50	240	8		80		3.13	20	340	4
4C	50	240	8	10.03	80	6.25	1.04	7	327	3
4D	50	240	8		80		1.04	7	327	3
4E	50	240	8		80		3.13	20	340	4
4F	25	120	4		40		5.08	32	192	2
TOTAL		1200	32		400			118	ΣPtc 1718	18 s=2.4m
3A	25	120	2				5.08	32	152	2
3B	50	240	3				3.13	20	260	3
3C	50	240	3	0.0	0.0	6.25	1.04	7	247	3
3D	50	240	3				1.04	7	247	3
3E	50	240	3				3.13	20	260	3
3F	25	120	2				5.08	32	152	2
TOTAL		1200	16					118	ΣPtc 1318	16 s= 3m

Tabla (2-5)

Eje	Carga (t)	N'_p	N_p
1	1430	15	20
2	1718	17	14
3	1318	16	14
4	1718	17	14
5	1430	15	20
TOTAL	7614	80	82

Distribución de la carga sobre los pilotes

El número preliminar de pilotes N'_p debe ser verificado para tomar en cuenta la *distribución no uniforme de la carga estática*, que es una consecuencia de la influencia de la rigidez del cajón en su interacción con los pilotes. Algunas mediciones realizadas en grupos de pilotes experimentales han demostrado que, bajo una losa rígida uniformemente cargada, las cargas estáticas en los pilotes periféricos del grupo son mayores que la carga tributaria uniforme correspondiente, a expensas de una disminución en las cargas de los pilotes centrales. Este efecto se compensa parcialmente al considerar que la carga estática total aplicada P_n se distribuye uniformemente en cada uno de los pilotes del grupo, de acuerdo con la siguiente ecuación, según la cual:

La carga dinámica que actúa sobre cualquier pilote individual del grupo está dada por:

$$P_{di} = \frac{P_n}{N_p} + P_{sx} + P_{sy} + P_e \qquad (2\text{–}63)$$

En la que:

P_{di}	Carga dinámica sobre un pilote individual
P_n	Carga estática neta total de la estructura
N_p	Número de pilotes del grupo
P_{sx}	Carga inducida al pilote por sismo en *dirección X*
P_{sy}	Carga inducida al pilote por sismo en *dirección Y*
P_e	Incremento de carga individual por excentricidad de la resultante del peso de la estructura

Redistribución de pilotes en el conjunto

Aplicando el criterio expresado en la ecuación *(2–63)* se verifica la magnitud de las cargas dinámicas redistribuidas sobre los pilotes ubicados bajo los ejes periféricos de la estructura, como se ilustra a continuación:

Eje 5. De la tabla *2-4* se obtienen las cargas inducidas por el sismo en cada uno de los dos ejes.

$$\Sigma P_{csx} = 770 \text{ ton}; \quad \Sigma P_{csy} = 60 \text{ ton}$$

Número de pilotes — *Total* $N'_p = 80$; *En el eje* $N'_5 = 15$

Carga estática neta total $P_n = 4{,}800$ *ton*

Substituyendo en *(2–63)*: $P'_{d5} = \frac{4800}{80} + \frac{770+60}{15} = 115.3\,ton > 100$

Se requiere aumentar el número de pilotes en el eje para reducir la carga unitaria a 100 *ton*.

$$P_{d5} = 60 + \frac{830}{N_5} = 100\,ton$$

De donde: $N_5 = 830/(100-60) = 20.75$ *pilotes*

Se requiere aumentar 5 pilotes en cada uno de los ejes 1 y 5; lo cual se consigue reduciendo 8 pilotes en los tres ejes interiores y agregando 2 pilotes al conjunto. Se obtiene así una nueva distribución que muestra la columna 4 de la tabla *2–5*.

Con esta nueva distribución se verifican las cargas unitarias de pilotes en los *ejes 2 y 4* y en el *eje central 3*.

Eje 4 $P_{d4} = \frac{4800}{82} + \frac{400+118}{14} = 95.6\,ton$ *(Aceptable)*

Eje 3 $P_{d3} = \frac{4800}{82} + \frac{118}{14} = 67\,ton$

Estática $P_{e3} = 1200/14 = 85.7$ *ton* *(Aceptable)*

Verificación de cargas en ejes transversales:

Eje A *Carga sísmica en el eje* $P_{us} = 362$ *ton* $N_{pi}=10$ *pilotes*
$P_{dA} = 4800/82 + 362/10 = 58.54+36.2 = 95$ *ton (Aceptable)*

Eje B *Carga sísmica* $P_{bs} = 548$ *ton* $N_{pi}=13$ *pilotes*

$P_{dB} = 58.54 + 584/13 = 100.7$ *ton* *(Aceptable)*

La figura *2-50c* muestra la distribución de pilotes finalmente obtenida, en la que todos los ejes y columnas individuales verificados con este criterio dan resultados satisfactorios.

Rigidez del cajón

Es necesario insistir en la importancia de la rigidez del cajón como el elemento básico de la redistribución de las cargas sobre los pilotes. Pero, además resulta evidente que, desde el punto de vista estructural, el cajón debe ser adecuadamente reforzado, considerándolo como una gran trabe hueca cuyos apoyos producen reacciones mayores en los ejes perimetrales que en los interiores.

En el caso en el que la estructura de cimentación no tenga rigidez adecuada, no se obtendrá la redistribución de la carga a los pilotes; por tanto, su distribución deberá seguir la correspondiente a las cargas de cada columna, a cuyo derredor se asociarán los pilotes en grupos independientes de las demás columnas.

Cálculo del asentamiento de la cimentación por consolidación

El asentamiento de la cimentación mixta por consolidación de la arcilla se determina mediante el método simplificado de cálculo que ilustra la figura *2-44.*

Los asentamientos producidos por los estratos compresibles uno y tres se obtienen mediante la ecuación *(2–42)*:

Propiedades del suelo:

Módulos de compresibilidad		*Espesor h*
estrato 1	$m_v = 0.11\ cm^2/kg$	4 *m*
estrato 3	$m_v = 0.07\ cm^2/kg$	7 *m*

Asentamiento por capas *Ecuaciones (2–42), (2–43a) y (2–44)*

$$\rho_1 = \frac{4800 \times 0.11 \times 400}{10\left(24 + \frac{22}{2} + \frac{4}{2}\right)\left(39 + \frac{22}{2} + \frac{4}{2}\right)} = 11\ cm$$

$$\rho_3 = \frac{4800 \times 0.07 \times 700}{10(24 + 11 + 10.5)(39 + 11 + 10.5)} = 9.6\ cm$$

Asentamiento total $\rho_1 + \rho_2 = 20.6\ cm$ *(Aceptable)*

Excentricidad de la carga estática.

La presencia de cualquier excentricidad e de la carga permanente total de la estructura P_t induce un momento de volteo ($M_v = P_t\ e$) en la cimentación, que se transforma en sobrecarga S_e en los pilotes ubicados en el lado de la excentricidad. El valor de la sobrecarga en cualquier eje de pilotes se obtiene también mediante las ecuaciones *(2-58) y (2-59)*, substituyendo M_s por las componentes M_{vx} y M_{vy} del momento de volteo causado por la excentricidad e_x y e_y, respectivamente. Es importante notar que el momento por excentricidad tiene dos efectos desfavorables en el comportamiento de la cimentación mixta:

- Produce una sobrecarga estática sobre los pilotes de las orillas que se suma a las fuerzas inducidas por el sismo.
- Induce asentamientos diferenciales de la cimentación que se traducen en inclinación de la estructura, bajo cargas estáticas.

Corrección de la excentricidad

En términos generales, es preferible centrar la resultante de la carga permanente total del edificio mediante lastre, o redistribuir las cargas permanentes de la estructura, en la medida de lo posible, con el fin de eliminar o reducir los efectos desfavorables de la excentricidad.

Incremento de carga sobre los pilotes

El análisis de la distribución del incremento de las cargas en los pilotes de un grupo ligados por una losa rígida o un cajón se realiza siguiendo los mismos conceptos explicados en los párrafos anteriores.

Factor de seguridad

El factor de seguridad está referido a la capacidad de carga última del pilote desarrollada por fricción Q_{fu}, estimada en función de la resistencia no drenada de las arcillas c_u.

Para condiciones de carga estática, con excentricidad o sin ella, es admisible un factor de seguridad $FS_e = 2$. Pero, si se toma en cuenta el hecho de que la carga estática se aplica lentamente durante la construcción de la estructura, la resistencia al corte de la arcilla a baja velocidad de deformación se reduce a un valor $c_l = 0.75\ c_u$; por tanto, el factor de seguridad admisible en condiciones de carga estática lenta se reduce a $FS_d = 0.75x2 = 1.5$, el cual es un valor satisfactorio en la práctica.

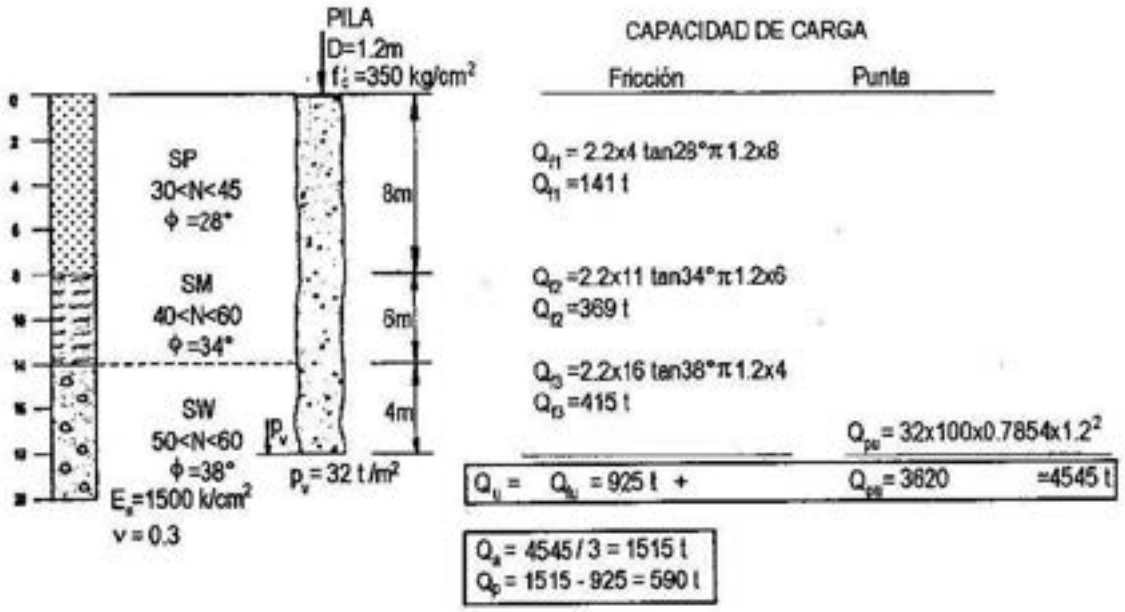
Al incluir la carga por sismo en la carga dinámica total, es recomendable un factor de seguridad $FS_d = 1.7$, referido a la resistencia no drenada c_u determinada en prueba triaxial normal de alta velocidad de deformación.

Pilotes y pilas de punta y fricción simultáneas

Las pruebas de carga que se presentan en las figuras *2–27* y *2–34* fueron hechas sobre un pilote y una pila cuyas puntas se apoyan en un depósito de arena compacta que ofrece una alta capacidad de carga. En ambos casos, las gráficas de carga–asentamiento muestran que existe también una capacidad friccionante Q_{fa} de magnitud considerable. La importancia relativa de esta capacidad friccionante resalta al compararla con la carga admisible P_a cuyo valor suele ser un tercio de la capacidad última Q_u.

Considérese, por ejemplo, el caso que muestra la figura *2-51* en la que se presenta la gráfica asentamiento–carga de una pila de 1.20 *m* de diámetro y 18 *m* de longitud, instalada en un depósito de arena de compacidad creciente con la profundidad. La capacidad de carga límite es $Q_u = 4545$ *ton*. Si se considera un factor de seguridad de 3, la carga admisible resulta de: $Q_a = 4545/3 = 1515$ *ton*.

La capacidad friccionante, indicada por el punto $Q_{f\,u}$ de la gráfica es de 925 *ton*; lo que representa el 61% de Q_a; mientras que la carga transferida a la punta es de 590 ton, que es el 39%.

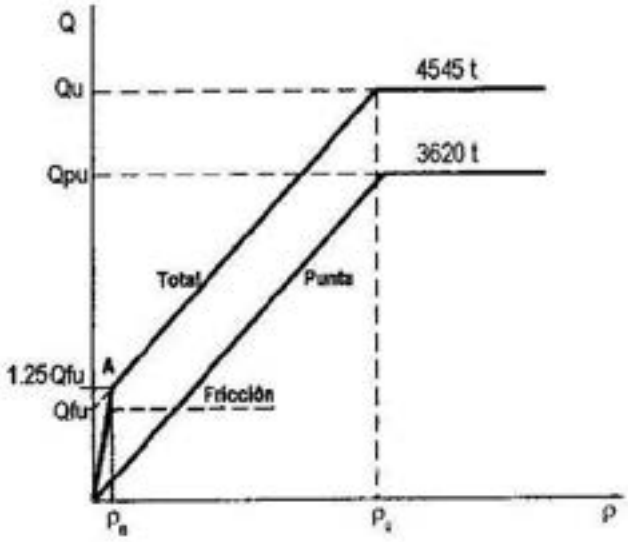


Asentamiento con carga Qa:

$$\rho_a = \frac{(Qp+Qfu/2)\,L}{10\,A\,Ec} + \frac{0.78Qp(1-\nu^2)\,D}{10\,A\,Es} = \frac{(590+925/2)1800}{10x1.13x172000} + \frac{0.78x590(1-0.3^2)120}{10x1.13x1500} = 3.94\ cm$$

Asentamiento con carga última Qu:

$$\rho_u = \frac{(Qpu+Qfu/2)\,L}{10\,A\,Ec} + \frac{0.78Qpu(1-\nu^2)D}{10\,A\,Es} = \frac{(3620+925/2)\,1800}{10x1.13x172000} + \frac{0.78x3620(1-0.09)120}{10x1.13x1500} = 22cm$$



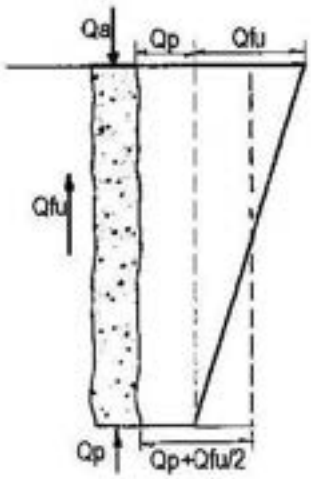


Figura 2-51. Capacidad de carga y asentamiento de una pila en arena

El asentamiento de la pila para la carga Q_a es la abscisa del punto *c*, cuyo valor es de 3.9 *cm*, el cual se considera aceptable. Pero, si no existiera la fricción en el fuste, el punto *c* pasaría a la posición *c'*, en el que el asentamiento sería de 10.4 *cm*. Este valor no es tolerable para una estructura de marcos rígidos, o con muros frágiles.

Para reducir el asentamiento a un valor tolerable de 3 *cm*, en la pila sin fricción, se necesitaría reducir la carga admisible a $P'_a = 600$ *ton*; lo que implica que la punta de la pila tendría que trabajar con un factor de seguridad de 3520/600 = 5.9. *Esta última consideración hace evidente la importancia de la fricción en el fuste como un factor eficaz en aumentar la carga admisible, reduciendo simultáneamente el asentamiento.*

De la discusión anterior se infiere que, para determinar correctamente la carga admisible de un grupo de pilas o pilotes apoyados en la punta *es necesario tomar en cuenta la fricción positiva que se desarrolla en el fuste cuando éste atraviesa depósitos de suelo que no están en proceso de consolidación.*

Capacidad de carga de un grupo de pilotes de punta

La figura *2-52* presenta el mecanismo de falla de un grupo de pilotes cuyas puntas se apoyan en depósitos de arenas de alta compacidad, y el fuste se aloja en suelos menos resistentes *que no están en proceso de consolidación*. Es decir, *no se desarrolla fricción negativa*. En este mecanismo, la punta de los pilotes siempre falla por penetración individual de cada uno de ellos en el estrato de apoyo, mientras que la falla por fricción puede producirse en las caras del prisma de suelo envolvente, o individualmente a lo largo del fuste de cada pilote, dependiendo de la separación entre ellos.

Capacidad última del grupo

En términos generales, la capacidad de carga última del grupo Q_g, es la suma de las capacidades individuales de las puntas ΣQ_{pui} aumentada de la capacidad friccionante última del grupo Q_{fug} expresada por:

$$Q_g = \Sigma Q_{pui} + Q_{fug} \qquad (2\text{–}64)$$

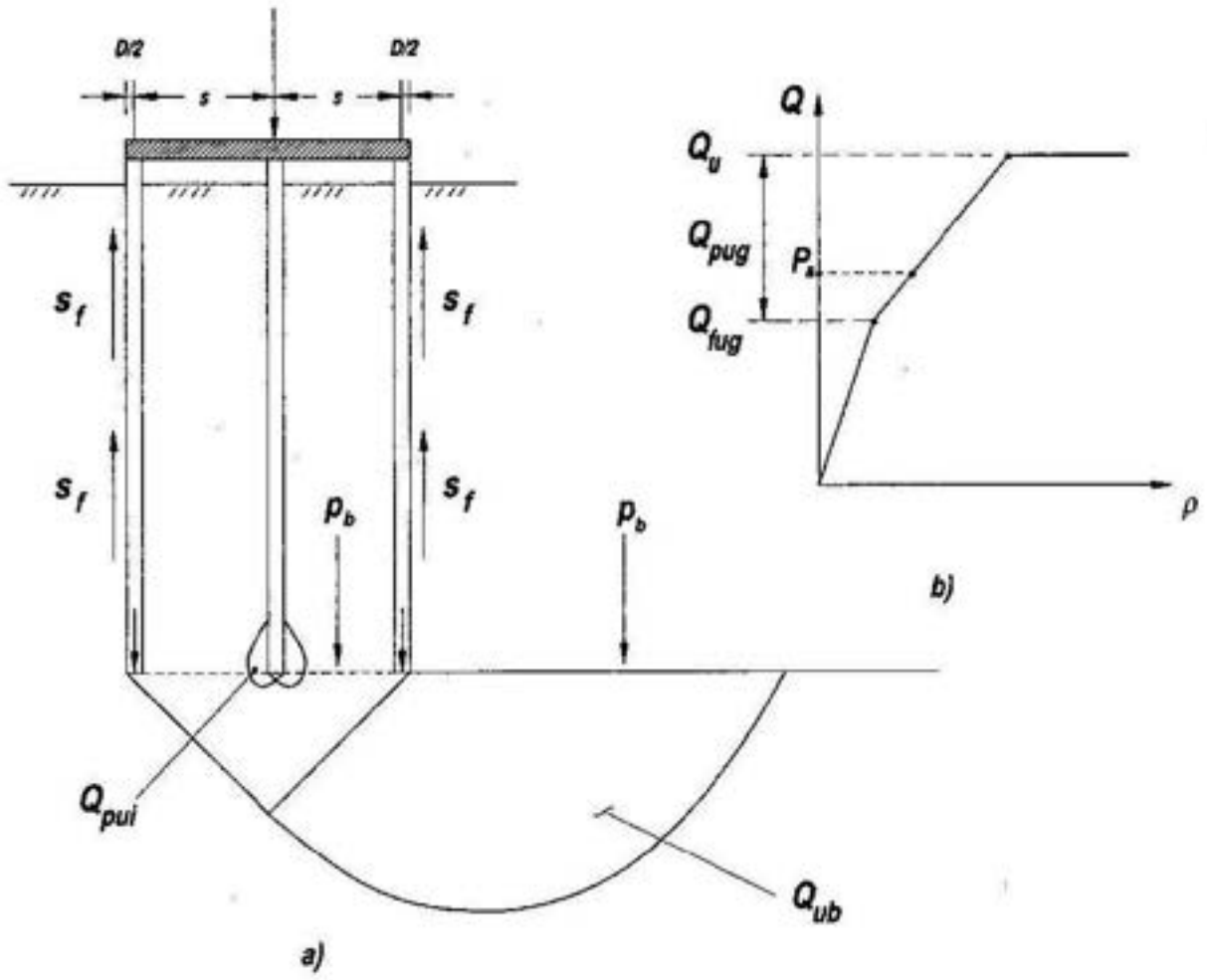


Figura 2-52. *Mecanismo de falla de un grupo de pilotes de punta y fricción*

Capacidad de carga de la punta

La suma de las capacidades de punta de los pilote individuales se expresa por:

$$\Sigma Q_{pui} = p_b \, N_q \, A_i \, N_p \qquad (2\text{–}64a)$$

En esta ecuación, A_i es el área de la sección de la base de un pilote y N_p el número de pilotes del grupo; entonces el producto de estos dos términos es la suma de las áreas de las secciones de las bases de todos los pilotes del grupo ΣA_i.

La capacidad de carga *del suelo bajo la base* del prisma envolvente se expresa por:

$$Q_{ub} = p_b \, N_q \, A_b \qquad (2\text{–}64b)$$

Donde, A_b es el área de la base del prisma de suelo envolvente.

El área de la base del prisma A_b es, en la práctica, siempre mayor que ΣA_i; excepto cuando las caras laterales de los pilotes están en contacto; es decir, cuando su separación s (centro a centro) es igual al lado D del pilote, $s = D$. Pero ya se ha visto que la separación mínima recomendable es: $s = 3D$, con el fin de impedir el traslape de las zonas plásticas del mecanismo de falla de las puntas. Se concluye de aquí que el menor valor de la capacidad de carga de punta del grupo de pilotes es siempre igual a la suma de las capacidades de punta individuales según se expresa en la ecuación *(2–64a)*, o sea que:

$$\Sigma Q_{pui} \leq Q_{ub}$$

Capacidad de carga friccionante

La capacidad de carga friccionante del grupo de pilotes depende de la separación entre ellos. Cuando la separación es mayor que un cierto valor mínimo, $s > s_{min}$ la capacidad del grupo es igual a la suma de las capacidades friccionantes individuales:

$$Q_{fug} = \Sigma Q_{fui} = N_p P_1 L s_f \qquad (2\text{-}65a)$$

Donde:

N_p	Número de pilotes del grupo
P	Perímetro de un pilote
L	Longitud de los pilotes
s_f	Resistencia friccionante promedio a lo largo del fuste

Cuando $s < s_{min}$, la capacidad friccionante del grupo es la fuerza de fricción desarrollada a lo largo de las caras del prisma de suelo envolvente, expresada por la ecuación:

$$Q_{fug} = 2(B+A) L s_f \qquad (2–65b)$$

Cuando la separación es igual a la mínima, las dos ecuaciones anteriores dan el mismo valor; por tanto, igualando *(2–65a)* con *(2–65b)* y simplificando se obtiene que el perímetro del prisma de suelo envolvente. contenido en *(2–65b)* es igual a la suma de perímetros individuales de los pilotes *(2–65a)*. Lo cual se expresa en la ecuación:

$$2(B+A) = N_p P$$

En el caso general de un grupo de pilotes de planta rectangular formado por pilotes cuadrados de lado D, separados entre sí una distancia s_{min}, y dispuestos en una retícula equidistante de n columnas y m hileras, la ecuación anterior se reescribe como sigue:

$$2[(n-1)s_{min}+D+(m-1)smin+D] = nm\ 4D$$

Despejando s_{min}:

$$s_{min} = \frac{(nm-1)2D}{(n-1)+(m-1)} \qquad (2\text{–}66)$$

Para pilotes o pilas circulares, la ecuación anterior queda:

$$s_{min} = \frac{(nm-1)\pi D}{2[(n-1)+(m-1)]} \qquad (2\text{–}66a)$$

Para grupos de planta cuadrada, $n = m$; por tanto, las ecuaciones anteriores quedan:

$$s_{min} = (n+1)D \qquad (2\text{–}66)'$$

$$s_{min} = (\pi/4)\,(n+1)D \qquad (2\text{–}66b)'$$

Ejemplo:
Considérese un grupo de 9 pilotes en una retícula cuadrada de 3x3 pilotes; la separación mínima para obtener la mejor eficiencia de la fricción sería de $s_{min} = (3+1)D = 4D$.

Si la separación se reduce a $s = 3D$, el perímetro del grupo será:

$$Perímetro = 4B = 4\,[(n-1)s+D]=4[2s+D]=4[2x3D+D]=28D$$

$$Perímetro\ de\ pilotes = 9x4D=36D > 28D$$

Por tanto, la capacidad friccionante del grupo se reducirá a:

$$28D/36D = 78\%\ \textit{de la suma de las capacidades individuales.}$$

Factor de seguridad de un grupo de pilas o pilotes de punta.

El factor de seguridad del grupo, para una carga de trabajo P_a se obtiene por:

$$FS_g = \frac{Q_{fug} + Q_{pug}}{P_a} \qquad (2\text{–}67)$$

Esta expresión del factor de seguridad es válida solamente cuando se tiene la certeza de disponer de la fricción positiva. En caso contrario, si existe fricción negativa, no se desarrollará la positiva; en cambio, la fricción negativa será una carga que tendrá que ser soportada por la punta, disminuyendo así su capacidad última disponible para soportar carga estructural; por ello, la fuerza de fricción negativa *(–FN)* deberá disminuirse de la capacidad de la punta como se indica en la ecuación *(2–68).*

Fricción negativa

Se produce cuando el suelo que rodea al fuste sufre un asentamiento respecto al grupo de pilotes, ya sea por algún relleno colocado en la superficie del terreno o por un proceso de abatimiento de la presión en el agua de los poros del suelo, tal como ocurre con el hundimiento regional de los depósitos de arcillas lacustres del Valle de México, el cual impone, a todas las cimentaciones sobre pilas o pilotes cuyas puntas se apoyan en los estratos resistentes de la primera o la segunda capa dura, grandes cargas parásitas producidas por fricción negativa; a la vez que aumenta la carga que actúa sobre el pilote, la fricción negativa reduce el desarrollo de la capacidad friccionante positiva Q_{fu} de las arcillas que se encuentran arriba del nivel del desplante de las puntas.

En estas condiciones, la carga desarrollada por la fricción negativa *–FN* sobre el conjunto de pilotes o pilas de punta, se agregará a la carga impuesta por la estructura P_e y ambas deberán ser soportadas por el suelo que se encuentra bajo las puntas; en cuyo caso, la separación mínima deberá ser $s_{min} \geq 3D$, y el factor de seguridad del grupo se expresa por:

$$FS_g = \frac{Q_{pug} - FN}{P_e} \qquad (2\text{–}68)$$

SECCION 3

DISEÑO GEOTECNICO DE PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

CAPITULO 3-1

Control de filtraciones en excavaciones bajo el nivel freático

CAPITULO 3-2

Construcción de muros colados en zanja

CAPITULO 3-3

Estabilidad de excavaciones en talud

CAPITULO 3-4

Estructuras de contención en excavaciones

CAPITULO 3-5

Falla del fondo por esfuerzos cortantes

CAPITULO 3-6

Control de expansiones del fondo de excavaciones en arcilla saturada

CAPITULO 3-7

Un caso práctico

Diseño de una excavación profunda

Capítulo 3-1 410
Control de filtraciones en excavaciones bajo el nivel freático..... 410
Fuerzas de filtración 411
Procedimientos de control de filtraciones 412
Métodos de drenaje 412
Pozos–punta. 412
Pozos profundos..... 414
Pozos–punta combinados con vacío. 415
Bombeo profundo combinado con electrósmosis..... 416
Expansiones del fondo 417
Aplicabilidad de los diferentes sistemas de drenaje..... 417
Métodos de impermeabilización 420
Pantallas rígidas de concreto..... 420
Pantallas o trincheras flexibles..... 422
Pantallas de Inyección 422
Impermeabilización del fondo 424

Capítulo 3-1

Control de filtraciones en excavaciones bajo el nivel freático

"Cuando tengan que excavar
en limos o arenas bajo el agua,
quiten el agua...o quítense ustedes".
Karl Terzaghi.

Con frecuencia, es necesario excavar a profundidades mayores que el nivel freático para construir una cimentación; cuando esto sucede, el agua freática fluye hacia la zona excavada, como muestra la figura *3-1a*, y obliga al constructor, por lo menos, a conducirla por zanjas colectoras hasta cárcamos de bombeo para extraerla e impedir la inundación del área de trabajo. Este procedimiento, conocido como *bombeo de achique*, abate el nivel freático en el interior del área excavada, generando flujo del agua freática a través de los taludes y del fondo, como ilustran los esquemas (a) y (b) de la figura *3–1*.

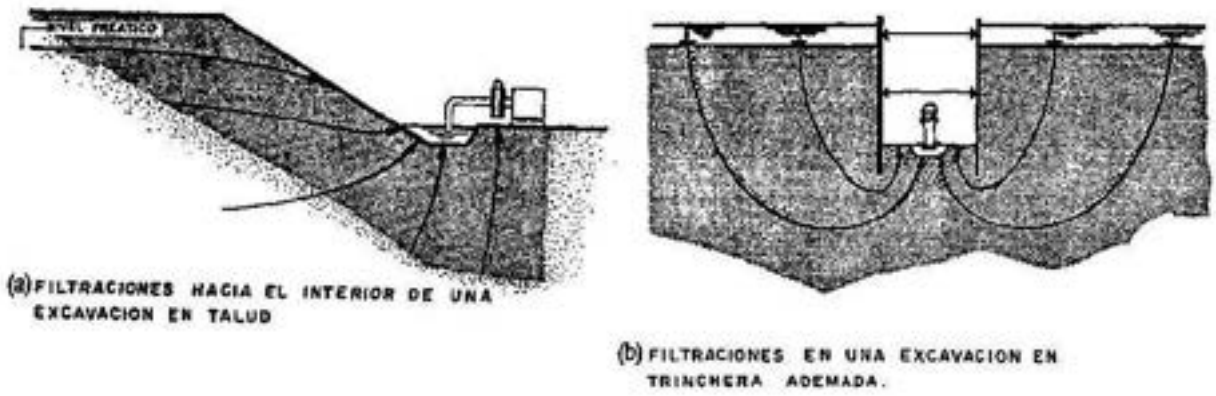


Figura 3–1. *Flujo del agua hacia el interior de excavaciones en suelos bajo el nivel freático, abatido por bombeo de achique*

El gasto de agua que se tiene que bombear para mantener el nivel freático abatido depende de la forma y dimensiones de la excavación y de la permeabilidad de los suelos involucrados. Cuando se excava *en*

suelos cohesivos, de baja permea-bilidad, como arcillas (CL o CH), limos arcillosos (MH) o arenas y gravas arcillosas (GC o SC), el gasto de bombeo es, relativamente, pequeño y fácil de manejar. En cambio, cuando se excava con este procedimiento en *suelos no cohesivos, de mediana o alta permeabilidad*, tales como limos no plásticos (ML), arenas limosas (SM), y arenas (SW o SP), el gasto de bombeo crece en función de la permeabilidad y puede llegar a hacerse prácticamente inmanejable y peligroso para la estabilidad de la excavación.

Fuerzas de filtración

El manejo del agua, con toda su importancia práctica, es sólo la consecuencia final del abatimiento del nivel freático. *En todo tipo de suelo, el flujo del agua hacia el interior de la excavación produce fuerzas de filtración* que tienden a provocar *fallas por deslizamiento de los taludes y el levantamiento del fondo de la excavación. El control de estas fuerzas desfavorables a la estabilidad* es entonces el objetivo principal de la instalación de un adecuado sistema de abatimiento del nivel freático durante la construcción de la cimentación (Ver Capítulo 1–6).

En los *suelos no cohesivos, de permeabilidad media a alta*, en los que la resistencia al corte depende solamente de la presión intergranular, los efectos desfavorables de las fuerzas de filtración en la estabilidad de los taludes y del fondo se manifiestan de inmediato, y se agravan a medida que se profundiza la excavación. Este efecto es evidente en el caso de la excavación de una trinchera ademada que ilustra el esquema de la figura *3-1b*. Las filtraciones a través del fondo de la excavación ejercen *fuerzas de arrastre ascendentes sobre las partículas de suelo*; si el gradiente hidráulico a la salida de las filtraciones del fondo es *cercano a la unidad, las fuerzas de filtración ascendentes reducen la presión intergranular entre las partículas del suelo no cohesivo*, lo cual disminuye considerablemente su resistencia al corte. La pérdida de resistencia al corte inducida por las fuerzas de filtración ascendentes reduce el empuje pasivo que actúa en el empotramiento (*la pata*) de las tablaestacas, dando por resultado la falla de éstas por *pateo*. Finalmente, si el gradiente ascendente en el fondo es *mayor que la unidad*, se pierde totalmente la presión intergranular y las partículas del suelo no cohesivo quedan en suspensión en el agua ascendente, produciéndose el fenómeno llamado *ebullición*. Este fenómeno se presenta en la naturaleza en aquellos sitios donde existe flujo

ascendente del agua subterránea y se le conoce, coloquialmente, como *arena movediza.*

De aquí la necesidad de controlar el flujo del agua en las excavaciones, a fin de eliminar sus efectos en la *inestabilidad, la expansión o la ebullición* de los suelos durante la construcción, además de mantener limpia y seca el área de trabajo.

Procedimientos de control de filtraciones

Los procedimientos de que se dispone actualmente para el control de las filtraciones actúan sobre éstas en dos formas diferentes:

- *El abatimiento del nivel freático,* mediante instalaciones convenientes de bombeo, extrae el agua del suelo antes de que llegue al interior de la excavación; éstos son los llamados *métodos de drenaje.*
- *Procedimientos que impiden la entrada del agua* al sitio de la excavación, interceptándola mediante pantallas impermeables que rodean al sitio de la construcción y, en ocasiones, forman también un fondo impermeable, cuando no existen en forma natural estratos impermeables que impidan la filtración por el fondo; a éstos se les llama *métodos de impermeabilización.*

Métodos de drenaje

A continuación se enumeran los diversos tipos de instalaciones más comunes para el abatimiento del nivel freático antes de la excavación. Posteriormente se describe cada uno de ellos y se relacionan con el tipo de suelos en los que es aplicable.

- Pozos–punta.
- Pozos profundos.
- Sistema combinado de gravedad y vacío.
- Sistema combinado de pozos de bombeo y electrósmosis

Pozos–punta.

Este sistema es aplicable a los *suelos de permeabilidad intermedia, en los que el coeficiente de permeabilidad varía de* 10^{-2} *a* 10^{-4} *cm/seg.* El esquema de la figura *3–2* muestra este sistema que consiste en una serie de tubos verticales de unos *6 m* de longitud y diámetro de *1 1/2" a 2"*, en cuyo extremo se acopla una *punta de succión*, que muestra la figura *3–3.*

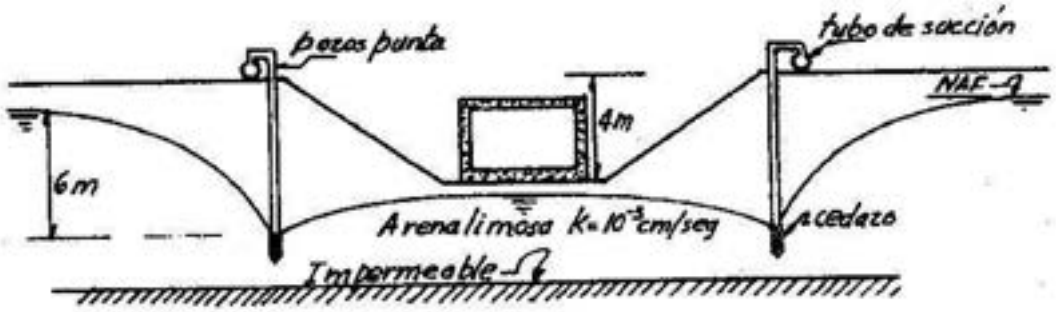


Figura 3-2. Abatimiento del NAF con pozos punta en una etapa

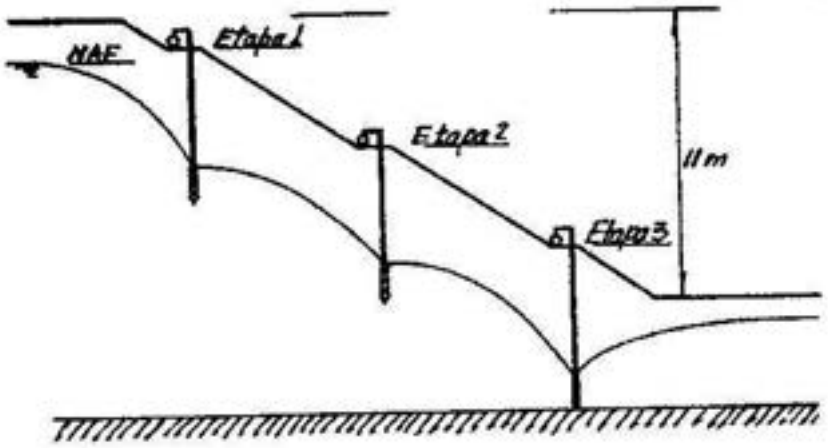


Figura 3-4. Abatimiento del NAF con pozos punta en tres etapas

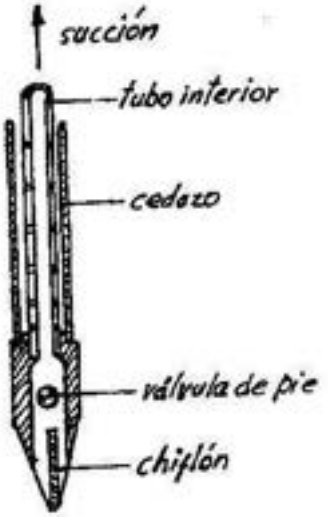


Figura 3-3 Detalle de una punta de succión

La *punta de succión* está formada por una fina malla metálica o de plástico, en cuyo interior se aloja un tubo perforado; esta última parte tiene unos *0.60 m* de longitud y en su extremo inferior está provista de una válvula de pie. Estos *tubos–punta* se instalan en el terreno hincándolos con el auxilio de un chiflón de agua que circula por el propio tubo y sale por el extremo inferior alrededor de la válvula de pie. Se colocan en líneas alrededor de la excavación, con separaciones entre si que varían de *0.5 a 2 m*; excepcionalmente esa separación llega a ser de *3 m*, en los suelos de menor permeabilidad. El extremo superior de cada uno de los *pozos–punta* se conecta a una tubería con diámetro de *8" a 10"*, la cual a su vez se conecta al extremo de succión de una bomba centrífuga de impulsor abierto, provista de una trampa de aire; una bomba de vacío, conectada también en la tubería de succión, complementa el sistema. Al crear el vacío en la tubería de succión, la válvula de pie de las puntas cierra el extremo inferior de éstas y el agua del suelo pasa solamente a través del cedazo, con lo cual se evita el

arrastre de partículas de arena y limo. Cada una de estas puntas es capaz de succionar un gasto de *0. 5 a 1.0 lt/seg*, dependiendo de su diámetro; así, la separación de las puntas dependerá del gasto que haya que bombear por metro lineal de perímetro del sistema, *el cual depende a su vez de la permeabilidad del suelo*; de manera que, si se conoce la permeabilidad, se puede estimar el gasto por unidad de longitud, así como el diámetro de las puntas y su separación. De manera práctica puede decirse que en arenas de textura media a fina cuya *permeabilidad es del orden de* 10^{-2} *cm/seg*, pueden requerirse puntas con diámetro de *2"* separadas entre sí *0.50 m*; mientras que en arenas finas limosas *con permeabilidad del orden de* 10^{-3}*cm/seg*, podrían ser suficientes puntas de *1 ½"* de diámetro, con separación de *1 a 1.5 m*.

El sistema de *pozos-punta* sólo puede abatir el nivel freático hasta unos *6 m* de profundidad, que es la máxima altura de succión posible por la presión atmosférica; por esta limitación, si se requiere mayor profundidad de abatimiento, es necesario instalar varios circuitos de pozos punta colocados en etapas escalonadas como indica el croquis de la figura *3–4*.

Pozos profundos.

Como una alternativa a la instalación de puntas escalonadas, se recurre al uso de pozos profundos que se instalan en un solo circuito perimetral a la excavación, según se ve en la figura *3–5*. Las bombas de pozo profundo sumergibles se fabrican en una amplia gama de capacidades que va desde unos *2 a 10 lt/seg*, hasta gastos mayores de *100 lt/seg*, lo cual permite, *en teoría*, diseñar una instalación para controlar cualquier gasto de filtración y a cualquier profundidad que pudiera requerirse en la práctica, aun tratándose de excavaciones de gran profundidad en depósitos de grava y arena gruesa y limpia cuya permeabilidad sea menor de 10^{-1} *cm/seg*; bastaría para ello conocer la permeabilidad media y la estratigrafía del depósito para determinar, mediante el trazo de una red de flujo, el gasto por metro lineal que se obtendrá a lo largo de la línea de bombeo. Puesto que es indispensable que los conos de abatimiento de cada uno de los pozos a lo largo de la línea de bombeo se traslapen completamente, es necesario que *la separación entre pozos* no sea mayor que la mitad de la profundidad de abatimiento requerida y que el espejo del agua abatida en cada pozo de bombeo se encuentre de 2 a 3 m bajo la profundidad de abatimiento deseada en la excavación.

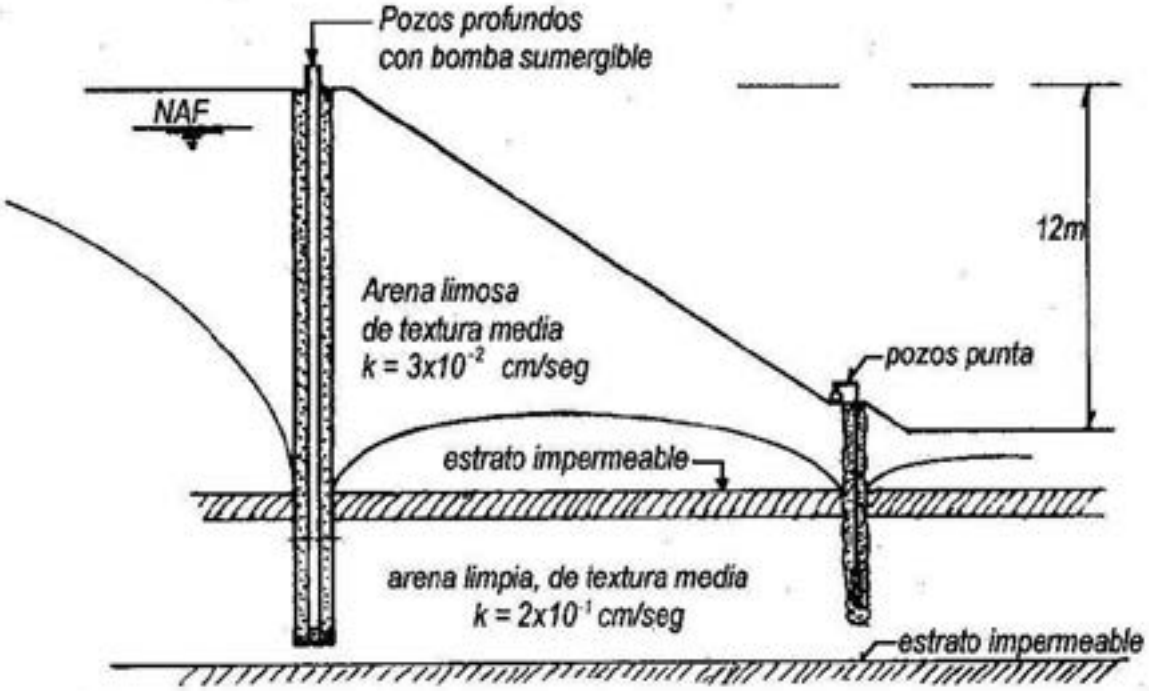


Figura 3-5. *Pozoz profundos auxiliados por pozos punta*

Sobre estas bases se puede elegir la capacidad y número de las bombas que se requieran. Sin embargo, cuando se trata de permeabilidades de *10^{-1} cm/seg o mayores*, los gastos que se bombean llegan a ser tan grandes que requieren de fuertes inversiones en equipo y costo de operación; en tales circunstancias puede ser mejor, desde un punto de vista económico, impedir la entrada de las filtraciones mediante *métodos de impermeabilización* que se discutirán más adelante.

Pozos-punta combinados con vacío.

Cuando se tienen depósitos de arenas limosas (SM), con más de 25% de limo no plástico, o limos arenosos (ML) cuya permeabilidad varía entre 10^{-4} y 10^{-5}cm/seg, los sistemas de bombeo por gravedad pueden requerir de un tiempo muy largo para lograr el abatimiento, o bien, ser totalmente ineficientes en el caso de limos menos permeables. En tales condiciones se ha recurrido al auxilio de un sistema de vacío que, combinado con el sistema de pozos-punta, produce una succión que actúa en las paredes del pozo, a través del filtro, según se muestra en el esquema *3-6*; la succión aumenta el gradiente de filtración hacia el pozo, lo cual aumenta la velocidad del flujo y desarrolla un estado de tensión en el agua de los poros del suelo que, a su vez, se traduce en un aumento de la presión intergranular y, por tanto, de la resistencia al corte del

suelo (*cohesión aparente*). De esta manera, no solamente se logra la eliminación de las fuerzas de filtración, sino que además, el estado de tensión creado en el agua mejora notablemente las condiciones de estabilidad de los taludes de la excavación, lo que permite aumentar el ángulo del talud y reducir el volumen de tierra excavada. En el caso de suelos estratificados que contienen capas alternadas de suelos de muy diferente permeabilidad, (arenas, limos y arcillas), se requiere el empleo de pozos-punta con filtro en toda la profundidad, tal como lo muestra el esquema de la figura *3–6*.

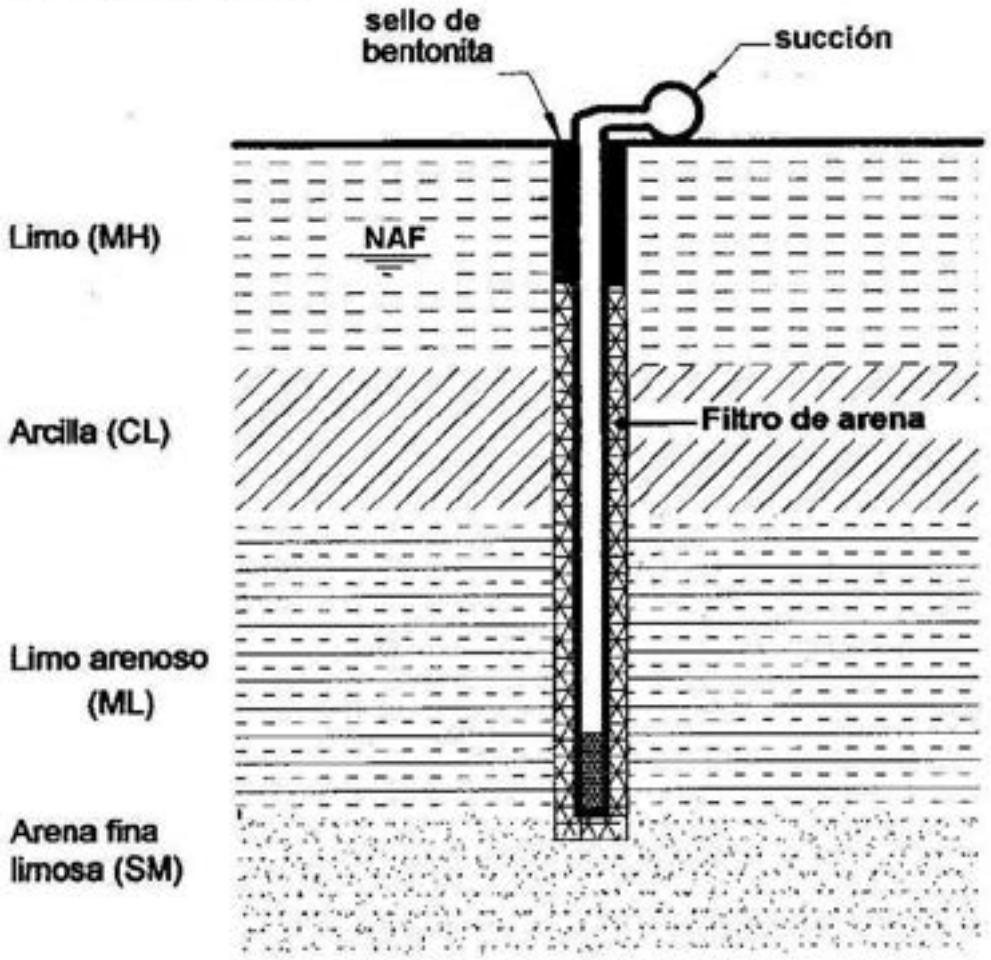


Figura 3-6. *Instalación de un pozo-punta con vacío en suelos estratificados de permeabilidad intermedia, para abatir el nivel freático*

Bombeo profundo combinado con electrósmosis

En depósitos de limos plásticos y arcillas limosas de baja permeabilidad *($k<10^{-5}$ cm/seg)* se producen gastos de filtración pequeños que son fáciles de manejar desde el interior de la excavación; además, por ser suelos cohesivos, no son fácilmente erosionables y puede excavarse en ellos

hasta profundidades razonables, utilizando solamente el *bombeo de achique*. Sin embargo, la *profundidad crítica* de la excavación está limitada por la resistencia cohesiva, que determina la estabilidad de los taludes. Cuando la profundidad excede este límite, *el empleo del bombeo combinado con la electrósmosis* ha sido utilizado ventajosamente para *estabilizar los taludes* y alcanzar con toda seguridad la profundidad de excavación final (véase capítulo 3–6 y referencia[42]).

Expansiones del fondo

Siempre que se realiza una excavación profunda en cualquier suelo, se produce la expansión del fondo de la excavación a consecuencia de la descarga que sufren los suelos que quedan bajo el nivel del fondo al retirar el peso de la tierra excavada; la magnitud de la expansión depende del decremento de presión, la expansibilidad del suelo y las dimensiones del área descargada. En excavaciones realizadas en suelos compactos la expansión del fondo suele pasar inadvertida y carecer de importancia práctica; pero, en el caso de arcillas blandas y expansibles como las del Valle de México, en excavaciones practicadas a profundidades de *6 a 9 m*, se han registrado expansiones de *60 hasta 140 cm*. Al construir la cimentación y la estructura, su peso recomprime la arcilla expandida y se generan grandes asentamientos. En esta forma, una cimentación totalmente compensada que, teóricamente, no debiera sufrir asentamientos, se hunde una cantidad igual a la expansión del fondo provocada durante el proceso de excavación.

Por otra parte, al expandirse la arcilla absorbe agua y reduce su resistencia al corte, lo cual aumenta el riesgo de falla del fondo de la excavación por esfuerzos cortantes.

Cuando se excava en arcillas expansibles, es posible reducir considerablemente la magnitud de las expansiones del fondo, abatiendo el nivel freático en el área de la cimentación, previamente a la operación de excavar; en algunos casos, puede ser necesario recurrir al auxilio de la electrósmosis para acelerar el proceso de abatimiento, como se describe en el *capítulo 3–6 (Control de las expansiones del fondo)*.

Aplicabilidad de los diferentes sistemas de drenaje

La tabla *3–1* muestra los intervalos de permeabilidad de los suelos dentro de los cuales son aplicables los distintos sistemas de control de

filtraciones antes mencionados. Los valores del coeficiente de permeabilidad de la columna 3 están relacionados, en la columna 2, con el *diámetro efectivo de Hazen (D_{10})*, que es el diámetro, *en mm*, para el cual el *10%* de los granos de suelo son de menor tamaño. Según las pruebas experimentales de Hazen, la permeabilidad de las arenas en estado suelto varía con el cuadrado de su diámetro efectivo, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$k = CD_{10}^2$$

En la cual: $100 < C < 150$

Por otra parte, debe recordarse que la permeabilidad de los suelos varía también con la porosidad. En el caso de las arenas compactas su valor es aproximadamente el 50% del valor dado por la ecuación de Hazen. En los limos y los suelos limosos, ésta es solo una burda aproximación. En todo caso, la medición directa de la permeabilidad en pruebas de campo o de laboratorio es el único método confiable para su determinación. Por ello, los valores de D_{10} dados en la columna 2 deben servir solamente como una referencia aproximada.

En la tabla *3–1* puede observarse que, para aquellos depósitos de *grava con arena o de arena gruesa de muy alta permeabilidad*, cuyo coeficiente de permeabilidad es $k \geq 1 cm/seg$, los métodos de drenaje por gravedad no son recomendables, pues aunque es posible lograr el abatimiento del nivel freático, los grandes gastos de bombeo y el alto costo de instalación y operación de los pozos hacen el procedimiento antieconómico. En estos casos puede ser preferible recurrir a los métodos de impermeabilización.

Para permeabilidades de 1 *a* 10^{-1} *cm/seg*, propias de los depósitos de *arenas de textura media a fina*, pueden emplearse pozos profundos con bombas sumergibles, cuyo gasto suele ser de *100 a 10 lt/seg*.

En el intervalo de las *arenas muy finas, con menos de 10% de limo, hasta las arenas limosas que contengan menos del 50% de limo no plástico*, la permeabilidad puede variar desde 10^{-2} *a* 10^{-3} *cm/seg*, en cuyo caso son aplicables los sistemas de pozos profundos equipados con pequeñas bombas sumergibles o de eyector, o bien los pozos–punta.

***Tabla 3–1**.-Aplicabilidad de los procedimientos para el control de filtraciones en excavaciones profundas, a diferentes tipos de suelos, en relación con su permeabilidad*

Tipo de suelo		D_{10} mm	k cm/seg	Procedimiento aplicable
Grava con arena, con menos de 10% de finos no plásticos GW-GP		> 1	> 1	Pantallas impermeables Flexibles: • trincheras • inyecciones Muros de concreto
Arena, con menos de 10% de finos no plásticos SW-SP	Gruesa	1	1	
	Media	0.3	10^{-1}	Bombeo en pozos profundos, grandes gastos
	Fina	0.1	10^{-2}	Bombeo: pozos-punta o pozos profundos con eyector
Arena limosa con 10 a 50% de finos no plásticos SM		0.03	10^{-3}	
Limos con arena, más de 50% de finos no plásticos ML			10^{-4}	Pozos-punta combinados con vacío
			10^{-5}	
Arena arcillosa, con más de 15% de finos plásticos SC Limo plástico MH Arcillas CL o CH			$< 10^{-5}$	Pozos profundos o Pozos-punta, combinados con electrósmosis

Cuando la permeabilidad se encuentra en el intervalo de 10^{-4} *a* 10^{-5} *cm/seg*, como ocurre en los *limos no plásticos formados por más de 50% de partículas finas*, el flujo del agua por gravedad se vuelve muy lento y se requiere complementar el sistema de bombeo con un sistema de vacío para acelerar el abatimiento del nivel freático.

Los suelos cuyo coeficiente de permeabilidad $k \leq 10^{-5}$ *cm/seg*, constituyen el grupo de los llamados *suelos de muy baja permeabilidad*. En esta categoría se encuentran: *arcillas de plasticidad baja a alta (CL a CH), limos arcillosos de alta plasticidad (MH) y todos aquellos suelos granulares que contienen más de 15% de finos plásticos, tales como: gravas o arenas arcillosas (GC o SC)* en las que este bajo contenido de arcilla suele ser suficiente para darles una permeabilidad tan baja como la de una arcilla pura ($k \leq 10^{-8}$ *cm/seg*). En este tipo de

suelos se ha aplicado la electrósmosis combinada con bombeo, ya sea mediante pozos–punta o pozos profundos con bomba eyectora[42], para acelerar el abatimiento del nivel freático, con el fin de estabilizar los taludes de la excavación y controlar la expansión del fondo *(véase el capítulo 3–6).*

Métodos de impermeabilización

Para construir barreras o pantallas impermeables capaces de interceptar las filtraciones hacia el interior de la excavación, en suelos de muy alta permeabilidad, se dispone de los siguientes procedimientos:

- Pantallas rígidas de concreto.
- Pantallas o trincheras flexibles.
- Pantallas de inyección.

Pantallas rígidas de concreto

La construcción de pantallas de concreto en depósitos fluviales se realiza excavando zanjas de planta rectangular de *3 a 6 m* de longitud y *50 a 100 cm* de ancho, utilizando para ello un cucharón de almeja especialmente diseñado para este objeto, como ilustra la figura *3–7.* A medida que la excavación se va profundizando, se mantiene llena de *lechada bentonítica,* formada por una suspensión coloidal de bentonita en agua, que se adhiere a las paredes de la zanja formando una delgada costra, a través de la cual ejerce una presión contra las paredes y las estabiliza, evitando el derrumbe de los materiales granulares del depósito hacia el interior de la excavación. Una vez alcanzada la profundidad deseada se procede a la colocación del concreto en la zanja, para lo cual se requiere un concreto de alto revenimiento (*mayor de 18 cm*), depositándolo con trompa de colado (*tubo Tremie*) desde el fondo de la zanja, hasta desplazar toda la lechada bentonítica y formar un tablero de concreto, con o sin refuerzo de acero. Para mayores detalles de construcción véase el *capítulo 3–2.-Construcción de muros de concreto colados en zanja.*

La máxima profundidad alcanzada hasta ahora con este procedimiento es de unos 90 m, en la pantalla impermeable de la presa de La Villita, construida sobre los depósitos fluviales de arenas, gravas y cantos rodados del río Balsas, empleando un cucharón de almeja libre.

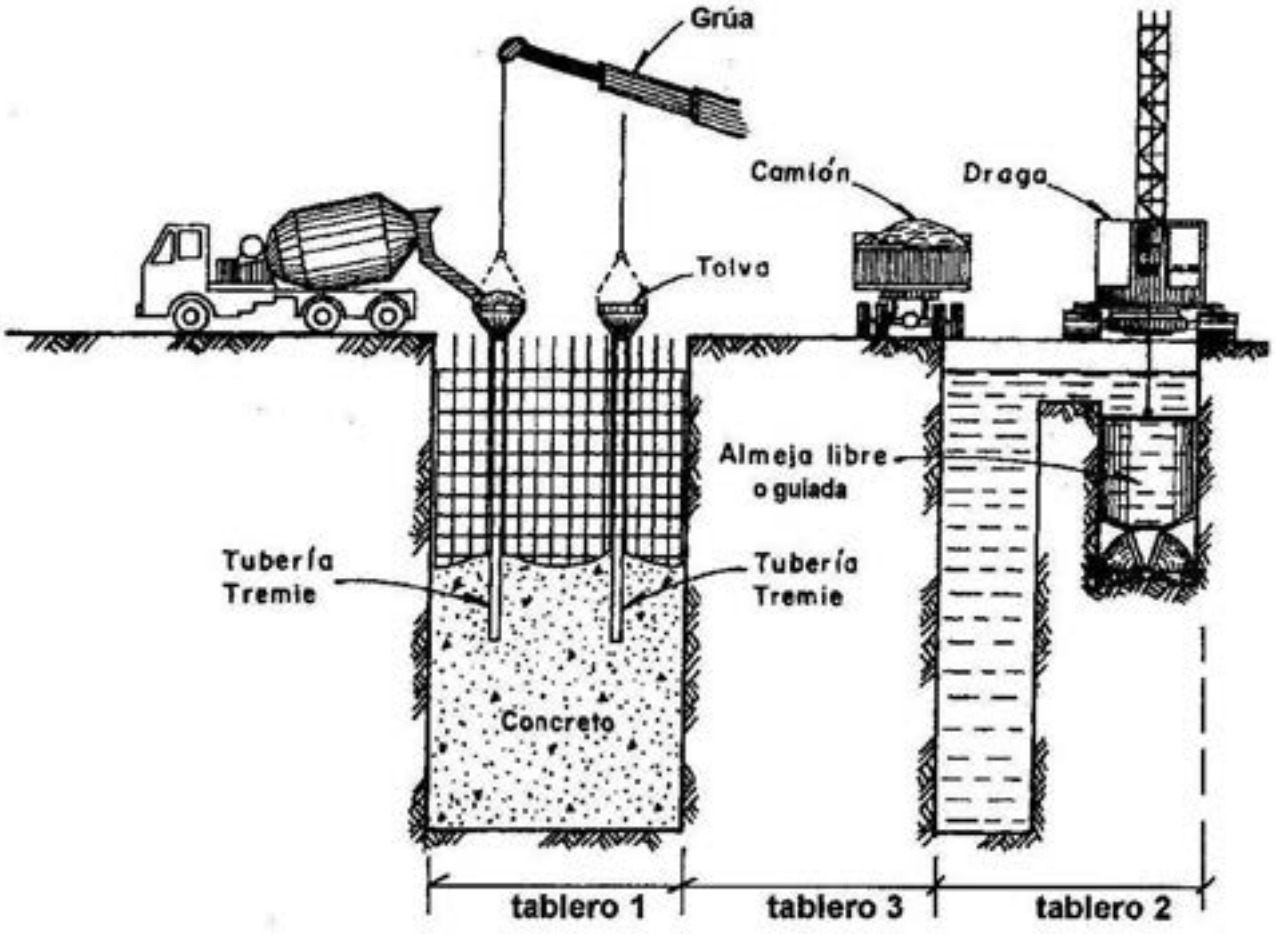


Figura 3-7. Pantalla rígida de concreto colado insitu; secuencia de construcción de los tableros

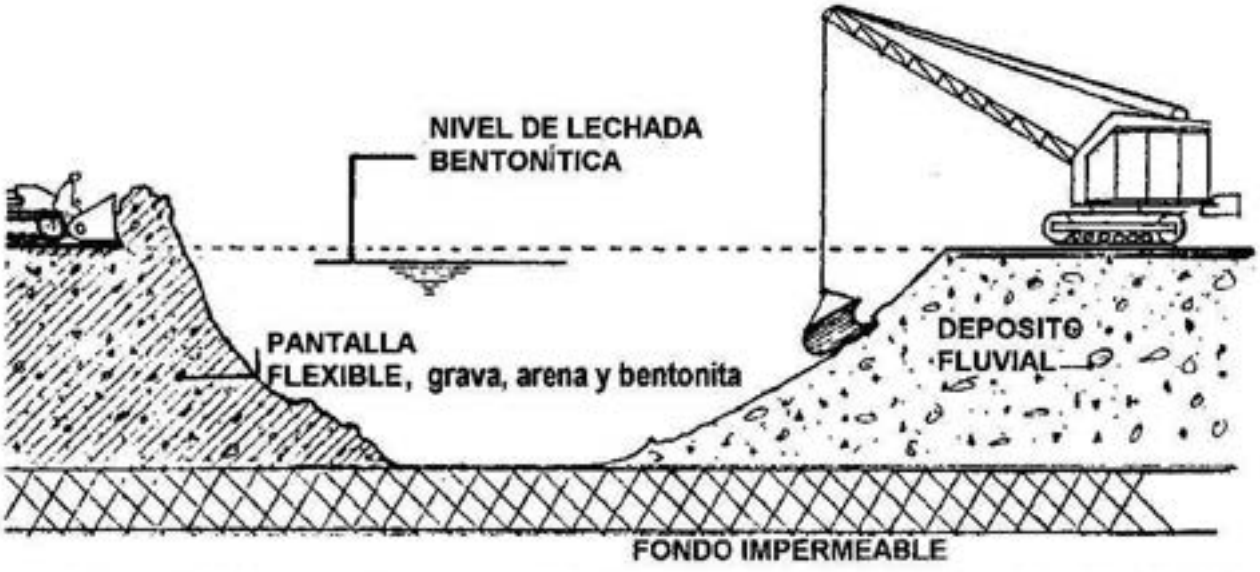


Figura 3-8. Proceso de construcción de una pantalla flexible en un depósito fluvial

Pantallas o trincheras flexibles

Cuando el objeto de la pantalla es exclusivamente el de interceptar las filtraciones, las zanjas estabilizadas con lechada bentonítica pueden rellenarse con una mezcla de grava y arena bien graduadas a la que se agrega un 20 a 25%, en peso, de arcilla de mediana o alta plasticidad. A esta mezcla se adiciona agua o lechada bentonítica, hasta darle un revenimiento mayor de *20 cm* y se coloca en la zanja de igual manera que el concreto del caso anterior. Obviamente, esta solución representa alguna economía en relación con los tableros de concreto.

La excavación de la zanja puede hacerse con el mismo cucharón de almeja que se emplea en la construcción de los muros de concreto, o bien, puede utilizarse una draga con bote de arrastre, una retro-excavadora o una zanjadora, dependiendo de la profundidad de la pantalla y del equipo disponible. Como ilustra la figura *3–8*, el relleno de la zanja puede también hacerse desde el extremo opuesto a aquél en el que avanza la excavación, utilizando para ello un *bulldozer*, que va empujando la mezcla impermeable y plástica, haciéndola deslizar dentro de la excavación, con lo cual se va desalojando la lechada bentonítica que estabiliza las paredes de la zanja. Se han construido pantallas flexibles de este tipo, hasta profundidades de *30 m*, para interceptar depósitos fluviales de arena con grava y cantos rodados, utilizando draga de arrastre con bote de *3 m* de ancho y *bulldozer*.

Pantallas de Inyección

Las pantallas impermeables se forman mediante la inyección de lechadas de diversos materiales: *de bentonita sola o con cemento, o bien de productos químicos como el silicato de sodio con alcohol isopropílico, o con cloruro de calcio, resinas de lignosulfonato de cromo u otras resinas comerciales*, como muestra la figura *3–9*. Las lechadas a base de bentonita penetran en depósitos que tienen poros grandes como las arenas gruesas y las gravas cuya permeabilidad es mayor de *1 cm/seg*.

En las arenas medianas, de menor permeabilidad, las partículas de bentonita y cemento no son capaces de penetrar a través de los poros y se hace necesario entonces realizar la inyección a alta presión, con el fin de abrir grietas a través de la masa del suelo y llenarlas de lechada para formar una trama heterogénea de planos de material impermeable.

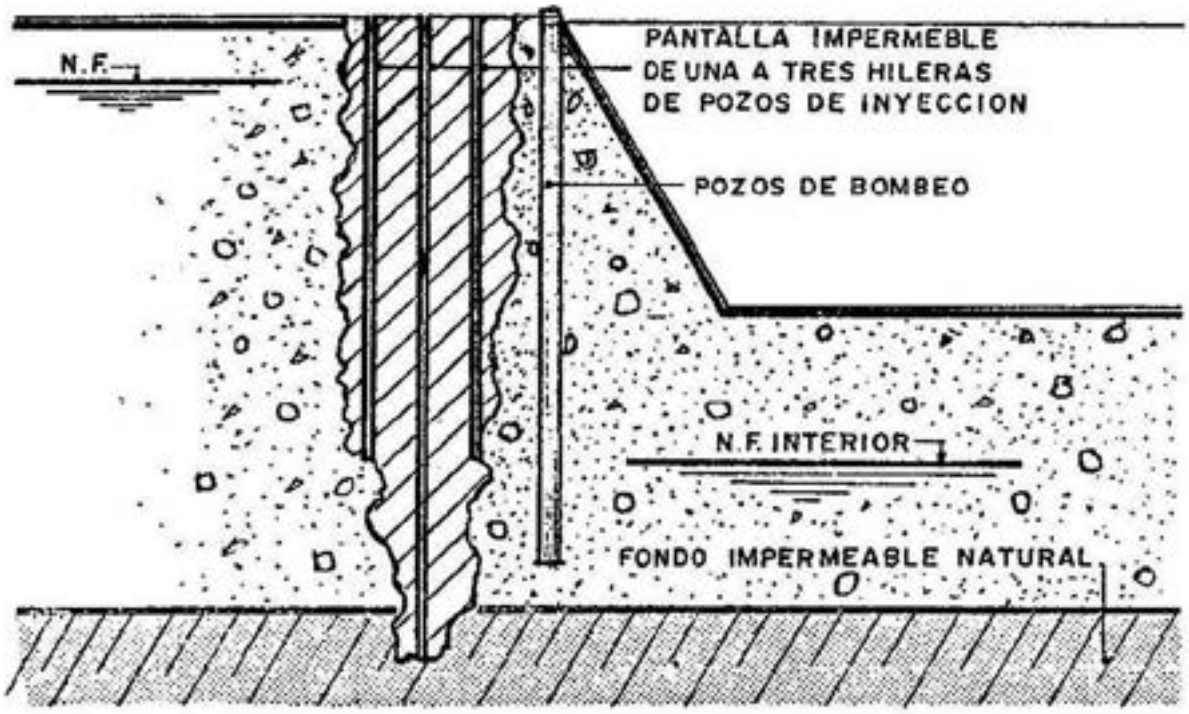


Figura 3-9. *Pantalla flexible formada por inyectado de lechadas de bentonita y cemento, a través de tubos perforados, en depósitos aluviales gruesos*

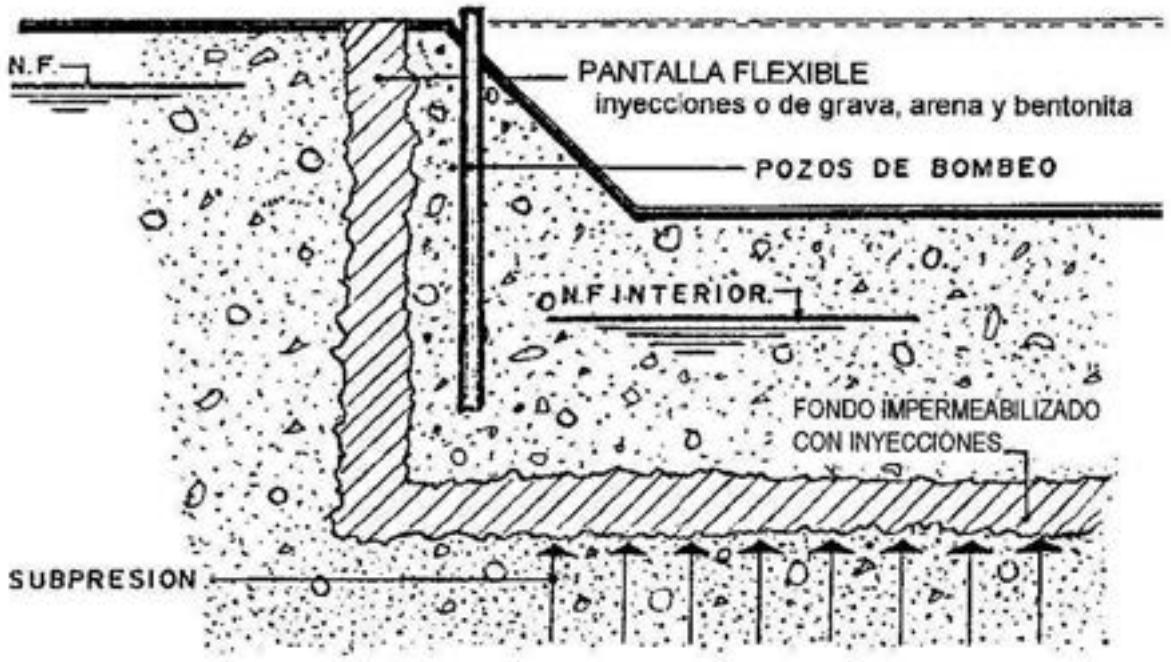


Figura 3-10. *Fondo impermeable artificial formado por inyecciones, conectado a una pantalla flexible perimetral al área de la excavación*

Pueden requerirse de *3 a 5 hileras de pozos de inyección* paralelas para disminuir la permeabilidad de la masa de manera apreciable. En ocasiones, para lograr un sellado satisfactorio, la hilera central puede requerir el empleo de productos químicos de menor viscosidad, capaces de penetrar en los poros del suelo.

Las lechadas o los productos químicos se inyectan en el terreno a través de una o varias hileras paralelas de perforaciones separadas entre sí distancias de *1.5 a 2.0 m*, de manera que la zona de influencia de cada uno de los pozos de inyección se traslape con la de los pozos vecinos y forme así una pantalla impermeable.

Es frecuente encontrar depósitos formados por capas o lentes de distinta permeabilidad; en tales casos las pantallas de inyección se forman utilizando lechadas de bentonita para los estratos o lentes de mayor permeabilidad, y productos químicos para los menos permeables.

Impermeabilización del fondo

Cuando no existe una capa impermeable en la cual apoyar el extremo inferior de la pantalla se recurre a formar dicha capa artificialmente mediante la inyección, a la profundidad requerida, a través de una retícula de agujeros distribuidos dentro del área por excavar, como ilustra la figura *3–10*. La profundidad de esta capa impermeable del fondo debe ser tal que la fuerza de subpresión sea equilibrada por el peso del material ubicado entre el fondo de la excavación y la capa impermeable, para evitar que ésta sea levantada por la subpresión.

La elección de cualquiera de estos métodos para interceptar las filtraciones depende *del tipo de suelos en cada sitio particular, su estratigrafía, permeabilidad y resistencia al corte, así como de la posición del nivel freático, la profundidad de la excavación y, finalmente, del costo de cada solución.*

Capítulo 3-2 426

Construcción de muros colados en zanja 426

Reglas básicas para una buena construcción:..... 426

Excavación de zanjas para el muro colado insitu..... 429

Almejas libres. *429*

Almeja hidráulica guiada. *429*

Estabilización de la zanja. *430*

Limpieza del fondo *431*

Colocación del concreto **431**

Precauciones durante el colado *432*

Características del concreto *433*

Juntas de colado verticales. *434*

Capítulo 3-2

Construcción de muros colados en zanja

La construcción de muros de este tipo es un proceso simple: consiste en excavar una zanja en el suelo y llenarla de concreto, con o sin refuerzo de acero. Sin embargo, si no se observan ciertas reglas básicas, el resultado puede ser muy desagradable, terminando con un muro de concreto mezclado con sedimentos de suelo y bentonita, segregado, lleno de discontinuidades estructurales y muy permeable, en lugar de un muro limpio, continuo, macizo e impermeable [43].

Reglas básicas para una buena construcción:

- *Las paredes de la zanja deben ser estables, tanto durante el proceso de la excavación como de la colocación del concreto.* Los derrumbes o desconchamientos de las paredes producen oquedades en el terreno que deben ser llenadas por el concreto, alterándose así la forma óptima del muro. Además, si el producto de los derrumbes se acumula en el fondo de la zanja y no es removido antes de colocar el concreto, éste se mezclará con el suelo contaminado y sedimentado en el fondo. Si el derrumbe se produce durante el proceso de colado, caerá sobre el concreto fresco y se mezclará con la lechada, contaminando así al concreto.

- *Para impedir los derrumbes* de las paredes se llena la zanja, generalmente, con una *lechada viscosa* constituida por una *suspensión coloidal de bentonita en agua*; para que esta lechada sea eficaz, debe mantenerse dentro de ciertas normas de *viscosidad, densidad y limpieza* durante todo el proceso de la excavación y la colocación del concreto.

- *El concreto debe mantener una alta fluidez durante todo el tiempo del colado* para garantizar su comportamiento como un líquido viscoso y pesado, capaz de fluir con libertad y desplazar a la lechada de manera continua e ininterrumpida. De esta manera, el concreto ocupará todos los espacios en el interior de la zanja, formando así un

cuerpo sólido y continuo, en perfecto contacto con las paredes, las juntas verticales que se forman en el contacto entre tableros contiguos y la superficie de las varillas de acero del refuerzo.

Construcción de brocales

Los *brocales* se construyen con dos objetivos fundamentales:

- Servir de guía a los equipos de excavación.
- Impedir el derrumbe de suelos inestables que se encuentren en la superficie.

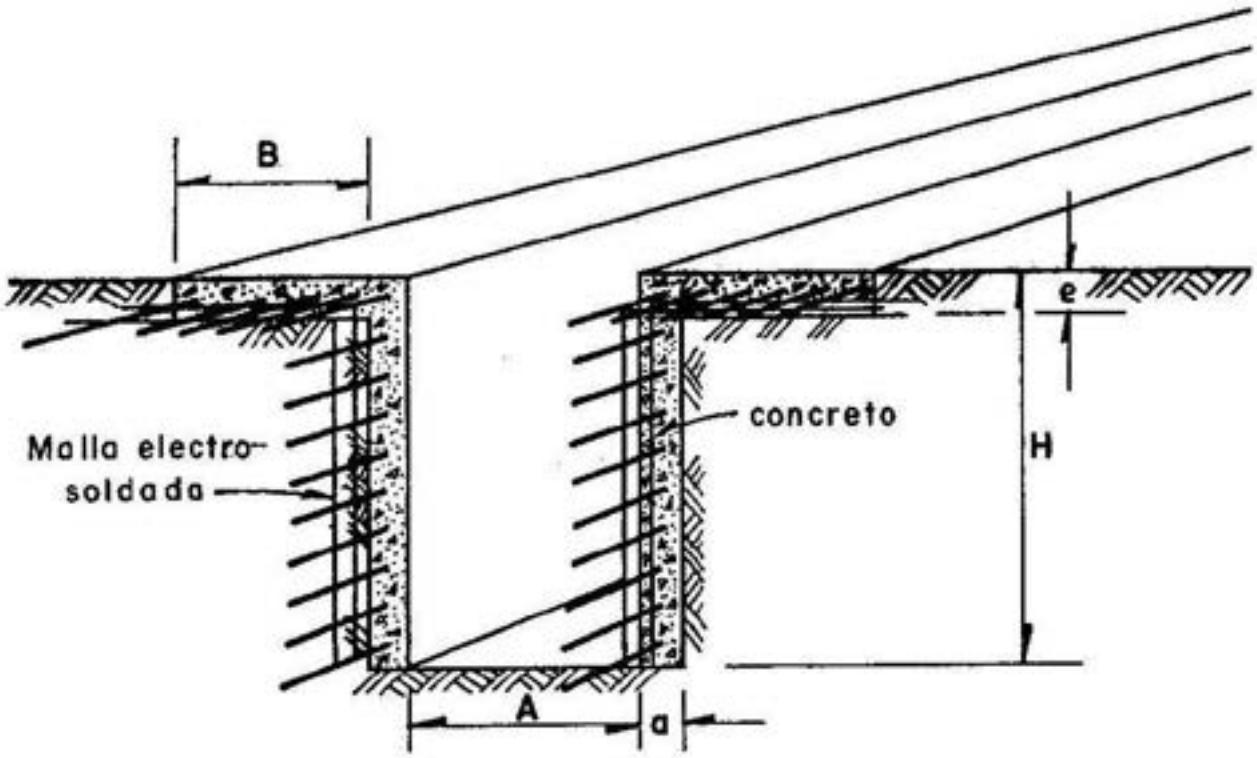


Figura 3-11. Detalle de construcción del brocal guía para excavación del muro

Su construcción, que ilustra la figura *3–11*, consiste en excavar una zanja y revestirla con muros de concreto armado, de 10 a 15 cm de espesor, hasta la profundidad a la que se tengan suelos superficiales inestables. Estos muros verticales se ligan a una losa horizontal, con ancho de 0.6 a 1 m, formando una escuadra, que proporciona rigidez longitudinal a los muros y permite el paso del personal de la obra con seguridad.

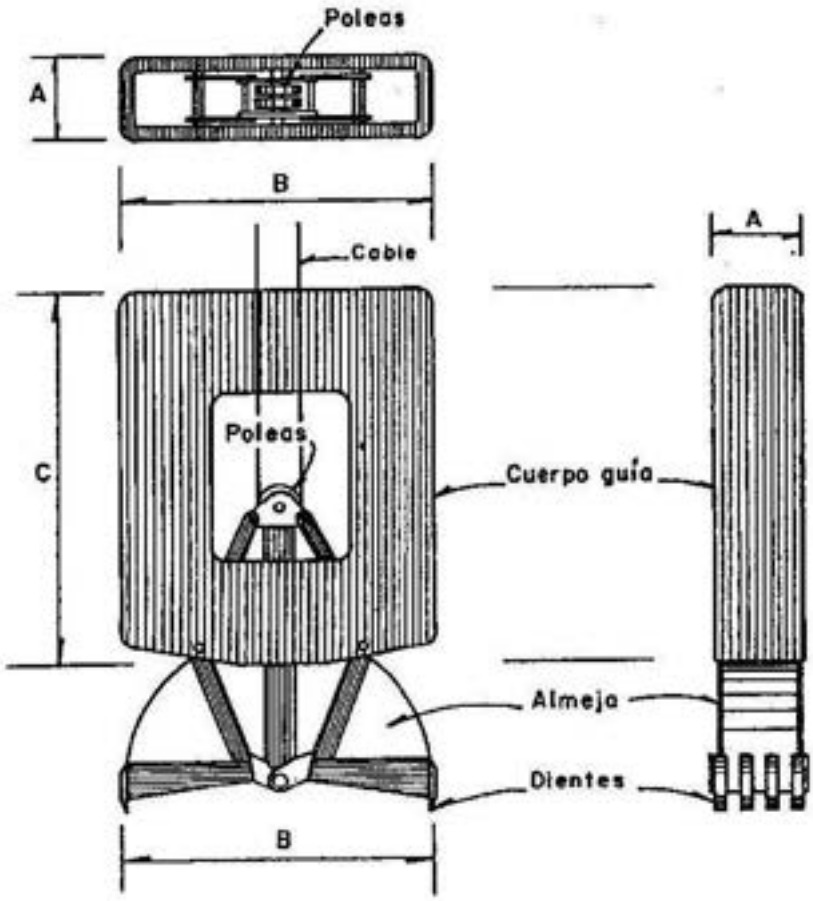


Figura 3-12. Almeja libre autoguiada, operada por cables

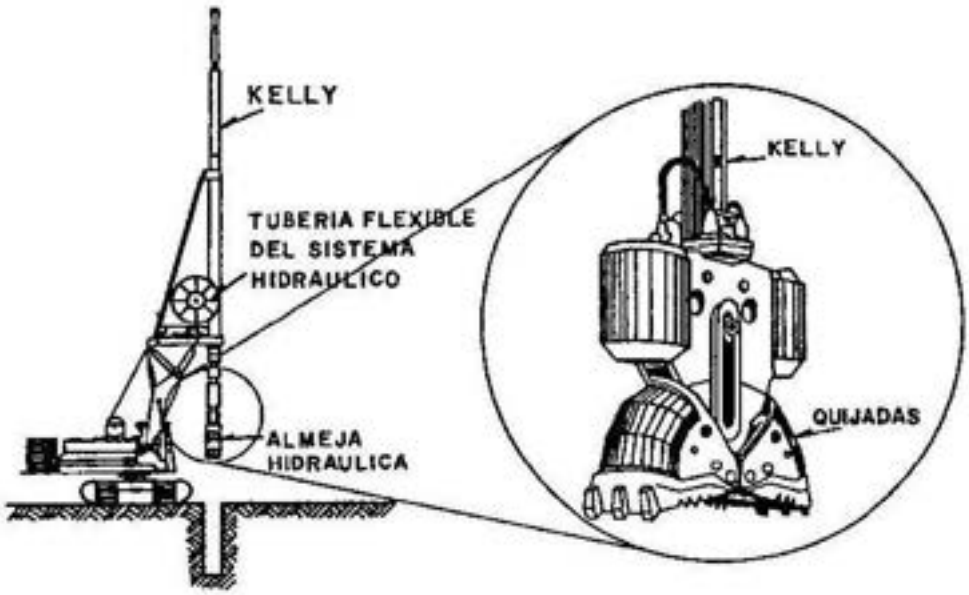


Figura 3-13. Almeja hidráulica guiada por una barra rígida (kelly)

Excavación de zanjas para el muro colado insitu

Las zanjas necesarias para alojar el *muro colado insitu* se excavan, generalmente, empleando cucharones de almeja de diseños especiales que garantizan las dimensiones y la verticalidad de los muros. Existen en el mercado dos tipos básicos de cucharones de almeja para este propósito: las llamadas *almejas libres*, operadas por cables, y las *almejas guiadas* por una barra y accionadas por gatos hidráulicos.

Almejas libres.

Estos equipos fueron los primeros que se desarrollaron con el objeto específico de excavar zanjas profundas verticales. En la figura *3–12* se muestra un esquema de una almeja libre, la cual está formada por una larga caja de placas de acero, en cuyo extremo inferior van montadas las quijadas cortadoras; dentro de la caja se aloja un mecanismo de palancas, poleas y cables que permite abrir o cerrar las quijadas y elevar o hacer descender la almeja; además de proporcionar peso a la herramienta, la caja metálica le sirve de guía para mantener la verticalidad durante la excavación. Para su operación se requiere de un brocal adecuado para servirle de guía en los primeros metros de profundidad. Las almejas libres de diseño moderno llegan a pesar hasta 10 toneladas; su longitud en planta varía de 2.0 a 3.0 m y el ancho de las quijadas va desde 0.4m hasta 1.5m; la altura total de la herramienta puede exceder de 6 m. Estos equipos son ideales para excavar zanjas de gran profundidad, dpendiendo solamente de la longitud de los cables y la capacidad de los malacates con los que operan. Por su gran peso, al caer son capaces de excavar en todo tipo de suelos, incluyendo aquellos que poseen alguna cementación entre sus partículas. Generalmente están montadas sobre grúas de 20 a 30 ton de capacidad.

Almeja hidráulica guiada.

Este equipo, que muestra esquemáticamente la figura *3–13*, consta de una almeja operada hidráulicamente, fija a una barra metálica deslizante llamada *kelly*, que sirve de guía y control de la verticalidad del sistema. Se emplea para la excavación de zanjas en suelos de consistencia variable, desde arcillas blandas hasta arenas y gravas compactas no cementadas, donde el peso del *kelly* y de la almeja, ayudados por la capacidad de corte que le proporciona el equipo hidráulico a las quijadas, incrementan su capacidad de ataque. Estos

equipos van montados sobre grúas de 40 o más toneladas de capacidad y pueden alcanzar profundidades de excavación de 30 a 40 m.

Estabilización de la zanja.

Usualmente, *la zanja se mantiene llena de lechada bentonítica*, la cual ejerce un empuje hidrostático sobre las paredes e impide que éstas se colapsen. Al extraer el suelo excavado se libera la presión horizontal natural sobre las paredes y se genera en el plano vertical una condición de equilibrio plástico que desarrolla un empuje activo de Rankine. *Para que la zanja se mantenga estable es necesario que el empuje activo sea menor que la presión hidrostática ejercida por la lechada.* Las partículas coloidales de bentonita se adhieren a las paredes de la zanja, formando una delgada *costra impermeable*, comúnmente llamada *cake*, que impide la fuga de la lechada en excavaciones realizadas en depósitos de suelos permeables (arenas y gravas).

El empuje activo depende de la resistencia al corte de los suelos atravesados por la zanja, así como de su peso volumétrico, de la profundidad de la zanja y de la posición del nivel freático *(véase el capítulo 3–4)*. Por otra parte, la presión hidrostática ejercida por la lechada depende de su densidad. En el equilibrio de la zanja es conveniente distinguir dos casos relacionados con diferentes tipos de suelos:

- *Suelos cohesivos.*- En este caso se encuentran las arcillas y los suelos granulares que contienen más de 20% de arcilla. Dependiendo de la cohesión, existe una *profundidad crítica* dentro de la cual el empuje activo es nulo $\left(z_o = \left(2c\sqrt{K_p} + p_s\right)/\gamma\right)$. Si *la profundidad crrítica es mayor que la de la zanja*, no se requiere el empleo de lechada para su estabilización. En caso contrario, será necesario emplear la lechada bentonítica.

- *Suelos puramente friccionantes.*- En los suelos granulares carentes de arcilla, la ausencia de cohesión entre sus partículas hace que la profundidad crítica sea nula; esto implica la necesidad de *usar lechada bentonítica para impedir el derrumbe de las paredes.* Para estabilizar zanjas excavadas en arenas, cuando el nivel freático se encuentra a más de 3m bajo la superficie, las zanjas pueden alcanzar profundidades menores de 10 m, empleando lechadas constituidas

solamente por *agua y bentonita*, cuya densidad es apenas de *1.05*; pero en estos casos es indispensable mantener la zanja completamente llena para impedir caídos de las paredes. A profundidades mayores, puede ser necesario incrementar la densidad de la lechada hasta 1.15 o mayor, agregando *barita* finamente pulverizada *(óxido de bario)*, para aumentar la presión hidrostática interior ejercida por el fluido sobre la pared.

En todos los casos, es de suma importancia mantener la viscosidad de la lechada dentro de un intervalo de 40 a 60 segundos, medidos con el Cono Marsh, particularmente cuando se va a iniciar la colocación del concreto, con el fin de facilitar el desplazamiento de la lechada y evitar la contaminación del concreto. *El contenido de arena en suspensión en la lechada no deber exceder de 3% del peso*, con el fin de reducir la sedimentación de la arena en el fondo de *la zanja.*

Limpieza del fondo

Antes de colocar el concreto, el fondo de la zanja debe estar completamente libre de sedimentos blandos para evitar que éstos se mezclen con el concreto fluido o se queden en el fondo impidiendo el buen contacto del concreto con el terreno natural compacto, lo cual reduce la capacidad de carga de la punta y genera grandes asentamientos diferenciales entre las pilas. Por ello, *es siempre necesario hacer la limpieza del fondo, extrayendo el material sedimentado mediante una bomba neumática de succión* (air–lift), *al mismo tiempo que se elimina el exceso de arena de la lechada* haciéndola circular por un separador centrífugo. Después de eliminada la arena *se le agrega lechada fresca para ajustar la viscosidad* y se reincorpora a la lechada que llena la zanja.

Colocación del concreto

El colado de los muros debe realizarse empleando un *tubo Tremie* para colado bajo agua o lechada bentonítica, figura *3–14*. Las características de este dispositivo son las siguientes:

- Está constituido por una tolva unida a una columna de tubo de acero, formada por tramos de 1 a 3m de longitud, y diámetros de 20 a 30 cm, unidos por roscas de listón, o trapezoidales, labradas en sus extremos, a la mitad del espesor de la pared del tubo.

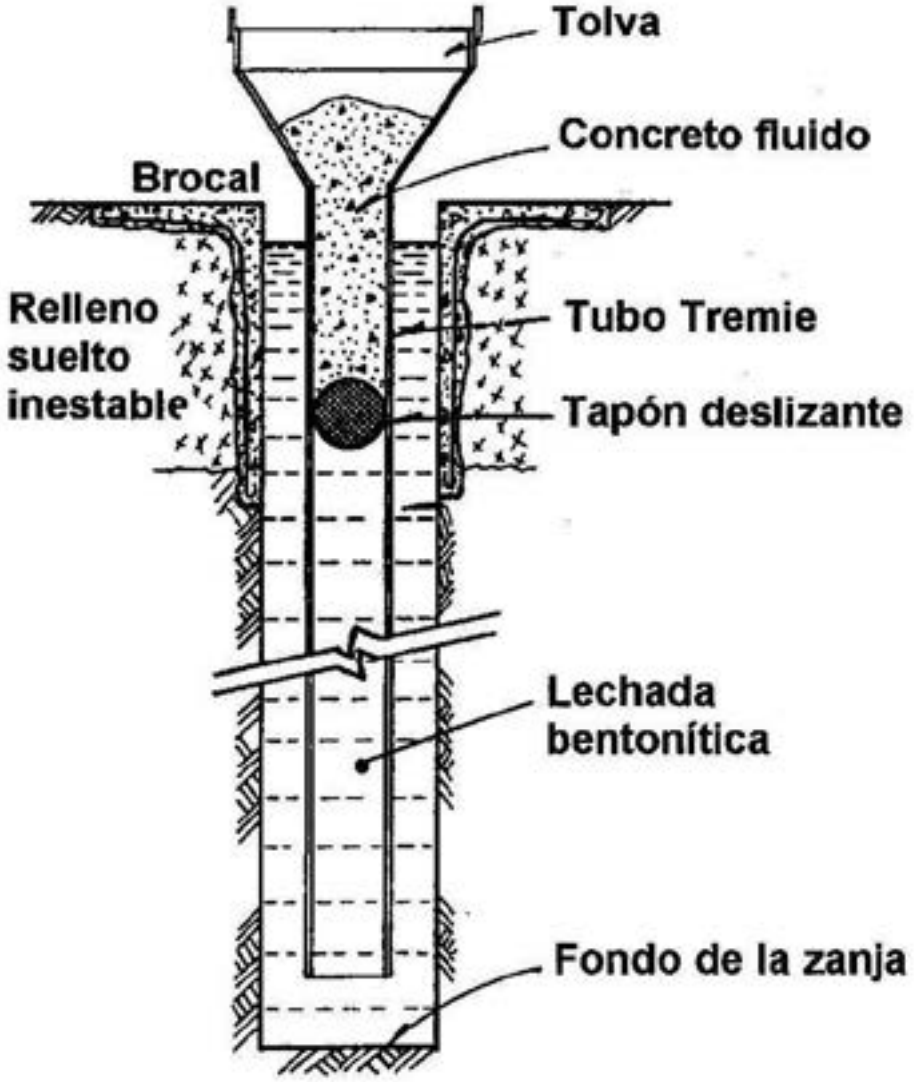


Figura 3-14. *Esquema de un tubo Tremie para el colado de concreto bajo lechada bentonítica.*

- La tubería debe ser lisa por dentro y por fuera, para que el concreto fluya libremente en el interior y se evite que el tubo se atore en el armado.
- Las uniones entre los tramos de tubo deben ser herméticas para que no se permita la entrada del fluido de la zanja a su interior.

Precauciones durante el colado

En el colado de tableros cuya longitud en planta sea mayor de 4 m, deben emplearse dos tuberías Tremie para cada tablero; la longitud de

la tubería debe ser tal que el extremo inferior quede a una distancia no mayor de 30 cm del fondo de la zanja.

Antes de iniciar el colado se coloca un tapón deslizante dentro de cada línea de tubería, que puede ser un balón de polivinilo o una esfera de poliestireno, que impida la contaminación del concreto con la lechada al inicio del colado; el balón flota hasta la superficie al salir del extremo inferior de la tubería; figura *3–14.*

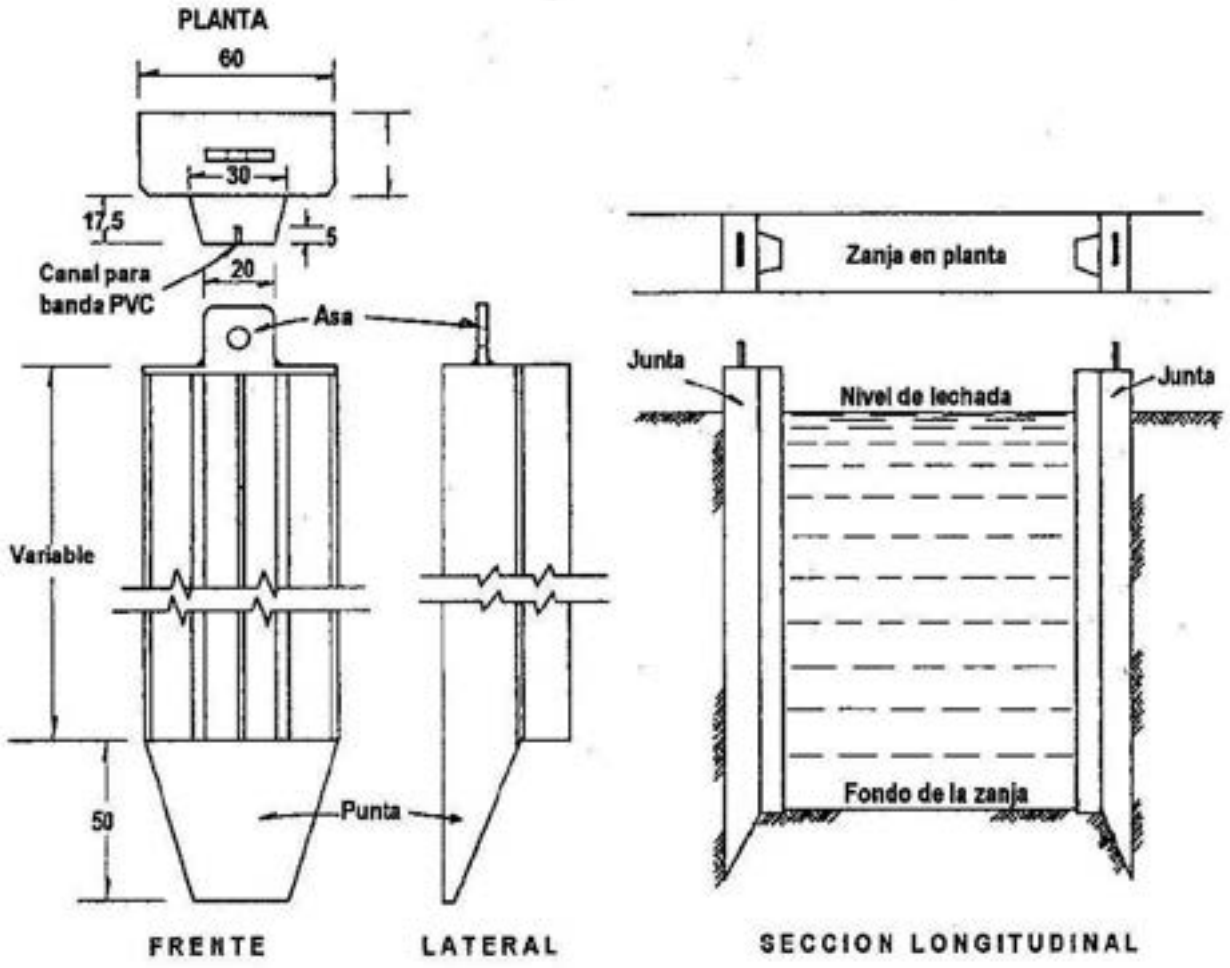
Durante el colado, el extremo inferior de las tuberías debe permanecer bajo la superficie del concreto en la zanja, cuando menos a una profundidad de 1.5 m, para mantener siempre un flujo ascendente del concreto hacia la superficie de contacto con la lechada, lo cual garantizará su correcto desplazamiento, impidiendo la contaminación del concreto y la formación de discontinuidades del colado (juntas frías u oquedades).

Características del concreto

El concreto debe contener agregados de buena graduación, con tamaño máximo de 19 mm, y mezclarse con un contenido de pasta cementante suficiente para obtener una gran fluidez, correspondiente a un revenimiento mínimo de 18 cm, el cual debe mantenerse durante todo el tiempo que tarde el proceso de colado. Si el tiempo total del colado fuera mayor que el del inicio del fraguado, es aconsejable la adición de un retardador de fraguado. Es común que el contenido de cemento requerido para estas condiciones de fluidez alcance valores de 325 a 350 kg/m^3, para resistencias a la compresión mayores de 200 kg/cm^2. En caso de requerirse resistencias mayores, es costumbre reducir la relación agua/cemento y *agregar un fluidificante para mantener el revenimiento mínimo arriba especificado.*

Es necesario destacar que esta gran fluidez del concreto, unida a la extrema limpieza de la zanja y de la lechada bentonítica, son condiciones indispensables para lograr un colado integral del muro, libre de discontinuidades y de contaminación. Es decir, un muro impermeable y estructuralmente resistente.

El colado debe realizarse de manera continua, evitando lapsos de espera prolongada que provoquen taponamientos en la tubería por el fraguado inicial del concreto y/o juntas frías.



Detalles de diseño *Instalación de juntas en la zanja*

Figura 3-15. *Junta metálica machihembrada para colado de concreto en la zanja.*

Juntas de colado verticales.

En la figura *3–15* se puede observar un croquis de los elementos que comúnmente se emplean para moldear las juntas verticales entre los tableros del muro colado en zanja, para lograr la transmisión de cortante entre ellos. Son piezas metálicas que constan de un cuerpo tubular, de sección rectangular o circular, de ancho igual al muro, que sirve de respaldo y rigidez a la parte de la junta que le da una forma al concreto del tablero. La junta circular, formada por un simple tubo, es la más fácil de construir y operar en la práctica y ha sido empleada con éxito en muros construidos tanto en arcillas como en depósitos de arenas finas saturadas, *donde se lograron uniones impermeables entre los*

tableros de concreto, gracias al cuidado en la limpieza de las juntas de acero, de la zanja y de la lechada, así como al estricto control del revenimiento y la cuidadosa colocación del concreto. Se emplea también la junta trapezoidal, la cual parece inspirar más confianza por su semejanza con la tradicional llave de cortante.

Las juntas de acero se instalan inmediatamente después de terminar la excavación y antes de colocar el acero de refuerzo. Su extracción debe realizarse al concluir el colado. Es importante determinar el momento en que es conveniente mover las juntas una pequeña distancia de 5 a 10 cm, para romper la adherencia con el concreto, tomando en cuenta el tiempo de fraguado, ya que pueden quedarse atrapadas cuando el concreto se endurece. Se recomienda obtener testigos de fraguado de cada olla de concreto que se vacíe y cuidar el tiempo en que presente su fraguado inicial; en este momento se podrá mover ligeramente la junta para despegarla, repitiendo esta operación hasta que el concreto se autosoporte y sean retiradas las juntas.

Capítulo 3-3 437

Estabilidad de excavaciones en talud 437

Valuación del factor de seguridad 438

Resistencia al corte 438

Suelos permeables 439

Suelos semipermeables 440

Suelos impermeables saturados 441

Procedimiento de análisis de la estabilidad 441

Acción del agua 444

Ejemplo: 445

Excavación con taludes 445

Estratigrafía y propiedades de los suelos del sitio: 445

Análisis de la estabilidad de la excavación 445

Estabilidad del fondo por subpresión 445

Estabilidad general del talud 446

Falla rotacional 446

Falla por traslación horizontal 450

Factores de seguridad 452

Capítulo 3-3

Estabilidad de excavaciones en talud

En el caso más general, cuando la excavación para una cimentación se hace en *suelos cohesivo-friccionantes*, la estabilidad de los taludes se analiza con el método propuesto por Fellenius[44] en 1927, conocido como *"método de Fellenius, método sueco o método del círculo de falla"*. Consiste en verificar el equilibrio del mecanismo de falla que se ilustra en la figura *3-16a*. Basándose en la evaluación de fallas reales ocurridas en los ferrocarriles de Suecia, Fellenius concluyó que el deslizamiento del talud se producía a lo largo de una superficie curva, semejante a la de un cilindro que gira alrededor de su eje. El prisma deslizante de suelo, limitado por la superficie cilíndrica *AD* y el perfil del talud *ABCD*, con espesor unitario en el sentido normal al dibujo, se desplaza bajo la acción de su propio peso *W*, girando alrededor del eje del cilindro *O*; el momento de esta fuerza respecto a *O* es el que tiende a provocar el movimiento giratorio de la masa de suelo, por lo que se le llama *momento actuante* $M_a = W\ b$. El desplazamiento del prisma de suelo, considerado como cuerpo rígido, desarrolla esfuerzos cortantes que actúan a lo largo de la superficie de falla cilíndrica *AD*, cuya resultante, denominada *fuerza tangencial resistente* T_r, genera un momento respecto a *O* que se opone al movimiento del prisma deslizante, por lo que se le llama *momento resistente* $M_r = T_r\ R$. De aquí se deduce *que el factor de seguridad contra deslizamiento del talud* se expresa por la relación entre el momento resistente y el actuante, según la ecuación:

$$FS = \frac{M_r}{M_a} = \frac{T_r R}{Wb} \qquad (3\text{–}1)$$

Cuando este factor es menor que la unidad se produce la falla del talud. El valor mínimo del factor de seguridad de un talud dado se determina por un proceso iterativo (*tanteos*) realizado con varios círculos en los que se hacen variar el radio y la posición del centro.

Desde la aparición de este método se han venido desarrollando diferentes *procedimientos para agilizar el proceso iterativo*, incluyendo

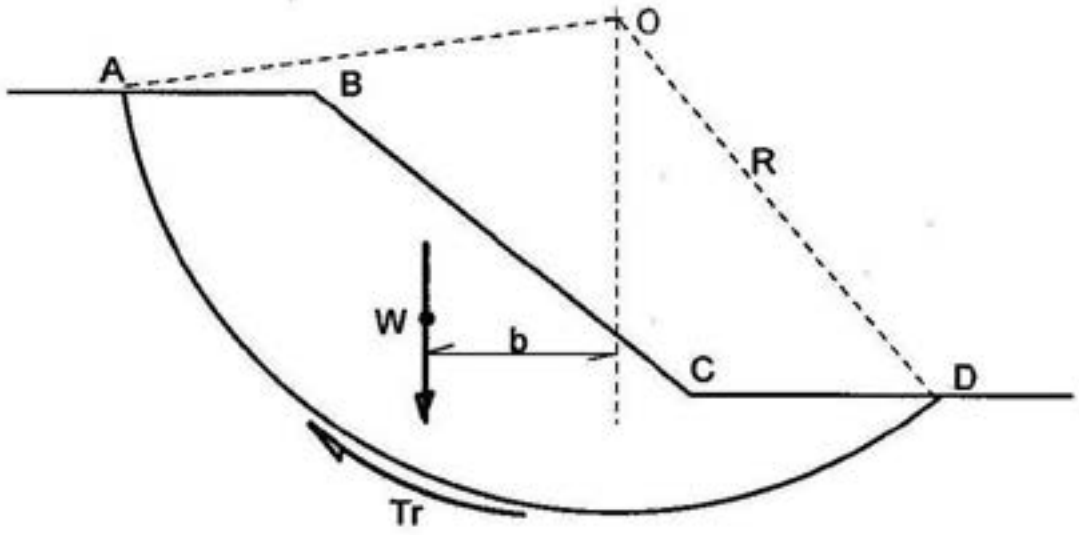
procedimientos gráficos, analíticos o una combinación de ambos y, recientemente, procedimientos numéricos accesibles a la computadora; *pero todos ellos mantienen los conceptos y las hipótesis básicas, simplistas, originalmente propuestas por Fellenius.* El desarrollo simultáneo de la Mecánica de Suelos ha aportado el conocimiento y medición de la resistencia al corte y de la permeabilidad de los suelos y, con ello, ha enriquecido y afianzado la confiabilidad del método como una herramienta de gran utilidad en la práctica de la Ingeniería. Baste mencionar que, en la base del diseño y construcción de las grandes presas de tierra modernas sigue estando el método de análisis de la estabilidad de los taludes de Fellenius.

Valuación del factor de seguridad

Para analizar el factor de seguridad de cada círculo propuesto se requiere valuar las fuerzas actuantes y resistentes cuyos momentos, M_a y M_r, se comparan de acuerdo con la ecuación *(3–1)*. La fuerza actuante W es función del peso volumétrico natural γ_n, del suelo, así como del volumen del prisma deslizante, en tanto que la localización del centro de gravedad del prisma depende de su forma y dimensiones; la determinación de estos factores es un caso simple de geometría. En tanto que las fuerzas resistentes son el resultado de *la resistencia al corte s, del suelo,* que actúa a lo largo de la superficie de falla cilíndrica.

Resistencia al corte

La resistencia al esfuerzo cortante de los depósitos naturales de suelos que forman el talud se obtiene mediante pruebas de compresión triaxial realizadas en *muestras inalteradas, o representativas* que tengan la misma relación de vacíos y grado de saturación que los materiales naturales que forman el talud de la excavación. Para cada tipo de suelo identificado en el perfil del sitio donde se hará la excavación debe realizarse el tipo de prueba triaxial que mejor *reproduzca, en el laboratorio, la evolución de los esfuerzos y deformaciones y las condiciones de drenaje a que estarán sujetos los suelos del talud.* El tipo de prueba triaxial adecuada a cada caso depende principalmente de la permeabilidad del suelo. Los siguiente criterios son una guía para elegir el tipo de prueba representativa.



a) Mecanismo básico de Fellenius para la falla de un talud

b) arena permeable c) limo arenoso semipermeable d) arcilla impermeable

Figura 3-16. *a) Mecanismo básico de Fellenius para el análisis de la estabilidad de un talud en suelos. b), c) y d) Envolventes de resistencia al corte representativas de suelos de diferente permeabilidad, en prueba triaxial*

Suelos permeables

En esta categoría de suelos se incluyen principalmente las gravas y arenas limpias, o con menos de 10% de finos no plásticos, cuyo coeficiente de permeabilidad es mayor de 10^{-3} *cm seg* ($k > 10^{-3}$ *cm/seg*). En este grupo de suelos, los cambios en el estado de esfuerzos intergranulares y los cambios de volumen inducidos en la masa del talud durante el proceso de la excavación y el tiempo en que ésta permanezca abierta, ocurren en un tiempo muy breve, gracias a su alta permeabilidad. Este comportamiento se reproduce en el laboratorio en pruebas *triaxiales drenadas CD (ver capítulo 1–8 en la Sección 1),* en las que el drenaje de las probetas de suelo ensayadas permanece abierto

durante todo el proceso de la prueba, lo cual permite la disipación inmediata de la presión de poro durante la aplicación del esfuerzo cortante creciente. La *envolvente de resistencia de los círculos de Mohr* tiene la forma lineal que muestra la figura *3–6b*. La línea llena corresponde al suelo saturado y la punteada al no saturado, en la que se presenta una ordenada al origen c_a, llamada *cohesión aparente*, derivada de la tensión capilar en el agua del suelo; esta cohesión se anula cuando el suelo está saturado o completamente seco. La ecuación general de esta envolvente es:

$$s = c_a + p'_n \tan\phi$$

En la que:

p'_n Presión efectiva normal al plano de falla
c_a Ordenada al origen que depende del grado de saturación y del contenido de finos del suelo

Suelos semipermeables

En este grupo se incluyen *arenas limosas(SM), limos arenosos y limos finos no plásticos (sin arcilla) (ML),* cuya permeabilidad varía de $10^{-5}<k<10^{-3}$ *cm/seg*. En una excavación realizada en estos suelos, los esfuerzos efectivos pueden variar simultáneamente con el avance de la excavación, pero, durante una falla por deslizamiento rápido del talud se genera presión en el agua de los poros que impide la evolución de los esfuerzos efectivos. Este comportamiento es semejante al de una probeta de suelo ensayada en *prueba triaxial consolidada–no drenada CU,* en la que el drenaje permanece abierto durante la etapa de consolidación de la probeta permitiendo la disipación de la presión de poro; pero al cerrar el drenaje, antes de iniciar el proceso de falla, se impide la disipación de la presión de poro que se genera al aplicar el esfuerzo cortante; este proceso de falla en el laboratorio es semejante al que ocurre en el talud de la excavación ante un proceso rápido de falla en el cual la deformación se aplica a una velocidad relativamente alta. La envolvente de resistencia correspondiente se ilustra en la figura *3–16c*; se observa que es también una línea recta, pero la pendiente *(ángulo ϕ)* es menor que en los suelos de textura más gruesa del grupo anterior; en cambio, la ordenada al origen c_a, para el suelo no saturado, suele ser mayor debido a una mayor tensión capilar generada por un mayor contenido de partículas finas de suelo.

Suelos impermeables saturados

Este grupo incluye: *arenas arcillosas con más de 15% de finos plásticos (SC), limos de alta plasticidad (MH) y arcillas de baja a alta plasticidad (CL y CH),* cuyo coeficiente de permeabilidad es $k<10^{-5}$ *cm/seg.* En estos suelos, por su baja permeabilidad, el agua fluye en los poros con muy baja velocidad *(menor de 1 cm/día bajo gradiente unitario),* lo que impide los cambios rápidos de volumen de una masa de suelo al someterlo a cambios rápidos de la carga y la deformación; esto implica que los cambios de los esfuerzos efectivos y de la resistencia al corte del suelo, en la gran masa de un talud, durante la excavación, son pequeños, si la excavación permanece abierta un tiempo corto *(una o dos semanas).* De manera idealizada, se considera que este comportamiento de los suelos "*impermeables*" se reproduce en el laboratorio mediante *pruebas triaxiales no drenadas UU,* en las que no se permite el drenaje de las probetas de suelo en ningún momento. Esta idealización es aplicable al análisis de la estabilidad de taludes en excavaciones de corta duración, en arcillas saturadas y otros suelos impermeables. En tiempos más prolongados, debe aceptarse cierta pérdida de la resistencia al corte por absorción de agua en la arcilla y por estar el talud sujeto a un proceso de deformación más lento que el que normalmente se aplica a los especímenes de laboratorio. La envolvente de resistencia no drenada de estos suelos es una recta paralela al eje horizontal que ilustra la figura *3–16c,* en la que se representan las presiones totales aplicadas en el exterior de las probetas de suelo ensayado. La ecuación de esta recta es:

$$s = c_u$$

En la que:

c_u Ordenada al origen de la envolvente de resistencia no drenada, la cual se atribuye a la *cohesión entre las partículas de arcilla.*

Procedimiento de análisis de la estabilidad

En el caso más general, en el que se tenga un *suelo cohesivo–friccionante,* la resistencia al corte en cada punto de la superficie de falla cilíndrica se determina mediante la ecuación general:

$$s = c + p'_n \tan\phi \qquad (3\text{–}2)$$

En la que:

- c Cohesión del suelo, en ton/m² (ordenada al origen de la envolvente de Mohr)
- p'_n Presión efectiva normal al plano de falla, en ton/m²
- ϕ Angulo de la envolvente de resistencia de Mohr

Como se ha explicado en párrafos anteriores, esta ecuación es representativa del caso general de los suelos de texturas gruesa y media, así como de los suelos con finos no plásticos, incluidos en los grupos de suelos permeables y semipermeables. Cuando en estos suelos existe presión en el agua de los poros u, la presión intergranular p'_n se expresa en función de la presión total p, por:

$$p'_n = (p - u) \qquad (3\text{–}3)$$

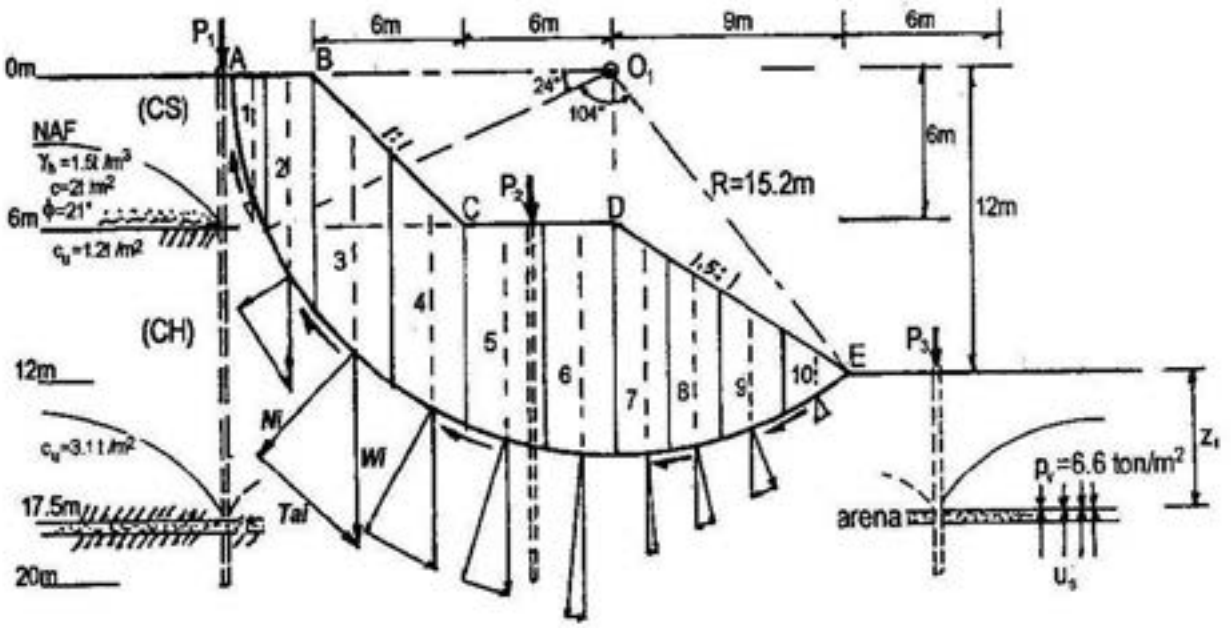


Figura 3-17. *Determinación de fuerzas normales N_i y tangenciales T_{ai} que actúan en la base de cada dovela*

Para valuar el momento resistente se hace necesario conocer la distribución de la presión efectiva p'_n normal a la superficie de falla cilíndrica en cualquier punto que se considere. Uno de los artificios de cálculo para determinar dicha distribución, propuesto por Fellenius, consiste en dividir el prisma deslizante en fragmentos verticales imaginarios (*dovelas*), como se muestra la figura *3–17*. El equilibrio de

cada dovela se analiza considerando que cada una de ellas es *un cuerpo libre independiente de las demás*; es decir, despreciando la interacción entre dovelas contiguas. Bajo esta hipótesis, el equilibrio de una dovela cualquiera, de índice i, puede estudiarse como se ilustra en la dovela 3 de la figura *3–17*. El peso W_i puede suponerse actuando en el centro de la dovela. En el punto en que su línea de acción intercepta a la base de la dovela, W_i se descompone en una fuerza normal y otra tangencial al círculo, N_i y T_{ai}, respectivamente.

La fuerza tangencial resistente T_{ri} es una función de la presión efectiva normal a la superficie de falla, p'_{ni}. La presión p'_{ni}, en la base de la dovela de longitud l_i, puede suponerse uniformemente distribuida e igual a $p'_{ni} = N'_i/l_i$. Este valor, substituido en la ecuación *(3–2)*, proporciona el valor medio de la resistencia al corte s_i, que actúa a lo largo de la base de la dovela:

$$s_i = (N'_i/l_i)\tan\phi + c_i$$

Multiplicando por el área de dicha base se obtiene el valor de T_{ri}:

$$T_{ri} = s_i\, l_i = [(N'_i/l_i)\tan\phi + c_i]\, l_i = N'_i \tan\phi + c_i l_i \qquad (3\text{–}4)$$

Tomando momentos alrededor del punto O, se anula el de la componente normal N_i, y queda:

$$M_{ai} = T_{ai}\, R \qquad (3\text{–}5)$$

y:

$$M_{ri} = T_{ri}\, R \qquad (3\text{–}6)$$

Momento actuante total: $M_a = \sum T_{ai} R$

Momento resistente total: $M_r = \sum T_{ri} R$

Substituyendo estas dos expresiones en *(3–1)* se tiene el factor de seguridad de toda la masa deslizante

$$FS = \frac{\sum T_{ri}}{\sum T_{ai}} \qquad (3\text{–}7)$$

Substituyendo la ecuación *(3–4)* en la *(3–8)*, se tiene el factor de

seguridad de la masa de suelo deslizante, exprresado por la ecuación:

$$FS = \frac{\sum N'_i \tan\phi + \sum c_i l_i}{\sum T_{ai}} \qquad (3\text{–}8)$$

Acción del agua

Si hay flujo de agua a través del talud se generan presiones en el agua de los poros, que deben tenerse en cuenta para determinar las fuerzas resistentes T_{ri}, en función de los esfuerzos normales efectivos p'_n, obtenidos de la ecuación *(3–3)*. De acuerdo con esta expresión, la ecuación *(3–8)* puede escribirse, en forma más general, como sigue:

$$FS = \frac{\sum (N_i - U_i)\tan\phi + \sum c_i l_i}{\sum T_{ai}} \qquad (3\text{–}9)$$

Cuando existe flujo de agua través del talud, el valor de U_i para cada dovela, se obtiene trazando la red de flujo correspondiente y calculando con ella el valor de la presión de poro u_i, en el punto de su base en el que se descomponen las fuerzas actuantes; tomando éste como el valor medio de la presión de poro que actúa en la base de la dovela, la fuerza de subpresión U_i, vale:

$$U_i = u_i\, l_i \qquad (3\text{–}10)$$

La fuerza U_i es colineal y de sentido contrario a N_i.

En la ecuación *(3–9)* se observa que, en excavaciones realizadas en suelos permeables o semipermeables que exhiben un ángulo de fricción y se encuentran bajo el nivel freático, las fuerzas de filtración generadas por el flujo del agua a través del talud, representadas por *Ui*, disminuyen el factor de seguridad. Pero, si las filtraciones son eliminadas por algún sistema de abatimiento del nivel freático antes de iniciar la ejecución de la excavación, se eliminará la presión de poro en el prisma de suelo deslizante y, en su lugar, se desarrollará tensión capilar en el agua del suelo drenado *(–u_i)* la cual se suma a la presión intergranular p'_n, incrementando así la resistencia friccionante del suelo y mejorando la estabilidad del talud.

Ejemplo:

Excavación con taludes.

Para ilustrar la aplicación de estos conceptos se presenta a continuación el caso real de un talud en una excavación profunda efectuada en suelos lacustres de la Ciudad de México. La figura *3–17* muestra el corte transversal al talud.

Estratigrafía y propiedades de los suelos del sitio:

0-6 m de profundidad: Limos arenosos *(ML)* y arenas finas limosas *(SM)* con los siguientes valores promedio de las propiedades mecánicas:

Peso volumétrico húmedo $\gamma_h = 1.5\ ton/m^3$

Resistencia al corte *(prueba CU)*, $c_a = 2\ ton/m^2$, $\phi = 21°$

Nivel freático a 2.5 m de profundidad

Permeabilidad $10^{-4} < k < 10^{-3}\ cm/seg$

6-20 m.- Arcilla blanda de alta plasticidad *(CH)* $\gamma_h = 1.2\ ton/m^3$

Resistencia no-drenada $c_u = de\ 2.3\ a\ 3.1\ ton/m^2$; $\phi = 0$

17.5 a 18 m.- Estrato de arena fina pumítica *(SW)*, *permeabilidad* $k = 10^{-2}\ cm/seg.$

Análisis de la estabilidad de la excavación

Se deben analizar los siguientes mecanismos de falla:

1. Estabilidad del fondo por subpresión en el estrato de arena subyacente.
2. Estabilidad general de la masa del talud por esfuerzos cortantes:
   - Falla rotacional (círculo de Fellenius).
   - Falla por traslación horizontal (Terzaghi).

Estabilidad del fondo por subpresión

La presión hidrostática natural en el lecho superior del estrato de arena es:

$u_s = 15\ ton/m^2$, *en sentido ascendente.*

La presión vertical total ejercida por el peso propio de la arcilla que se encuentra bajo el fondo de la excavación, sobre la capa de arena es:

$$p_v = \gamma_h z_1 = 1.2(17.5\text{-}12) = 6.6\ ton/m^2 \quad en\ sentido\ descendente$$

El factor de seguridad contra falla del fondo por subpresión es:

$$FS_u = p_v / u_s = 6.6/15 = 0.44 << 1.25 \quad (inaceptable)$$

Por tanto, es necesario evitar el levantamiento del fondo de la excavación, abatiendo la presión del agua en el interior de la capa de arena. Para este propósito se instalan bombas de pozo profundo del tipo eyector, con capacidad de *0.5 a 1 lt/seg*, alojadas en perforaciones de *25 cm* de diámetro y *20 m* de profundidad, para interceptar la capa de arena. Dentro de cada pozo se instala un tubo de ademe ranurado, de PVC o de acero, con *10 cm* de diámetro interior, envuelto en una capa de fieltro geotextil rodeado de un filtro de gravilla.

La presión máxima en el agua de la capa de arena debe ser menor que:

$$u_{smax} < p_v/1.25 < 6.6/1.25 < 5.28\ ton/m^2$$

Se requieren tres líneas de pozos cuya localización se indica en la figura *3–17* por las flechas P_1, P_2 y P_3. Los pozos de la línea P_1 sirven además para abatir el nivel freático dentro de la costra superficial de limos arenosos, con lo cual se estabiliza el talud cortado en estos materiales y se controlan las filtraciones hacia el interior de la excavación, lo que permite mantener seca el área de trabajo.

Estabilidad general del talud

El análisis de la estabilidad general del talud se hace por dos métodos:

- El mecanismo de *falla rotacional* de Fellenius.
- El mecanismo de *falla traslacional* de Terzaghi.

Falla rotacional

Se verifica trazando varios círculos de posible falla con diferentes centros y distintos radios, y calculando el factor de seguridad contra

deslizamiento para cada uno de ellos, hasta obtener el menor valor de este factor.

La figura *(3-17)* es un dibujo a escala del talud. El círculo con centro en O_1 y radio R = 15.2m, forma un posible prisma deslizante de espesor unitario, el cual se divide en fragmentos de caras verticales (dovelas), para determinar las fuerzas tangenciales actuantes T_{ai}, y las resistentes T_{ri}, que actúan en la base de cada una de las dovelas. Las sumatorias de cada uno de estos sistemas de fuerzas tangenciales se substituyen en la ecuación *(3-9)* para obtener el valor del factor de seguridad correspondiente al círculo analizado.

En este caso particular, el prisma deslizante mostrado en la figura *3-17* se ha dividido en 10 dovelas. Es aconsejable formar de 10 a 12 dovelas para obtener buena aproximación en el cálculo. A continuación se describe el procedimiento a seguir, cuya secuencia de cálculo se resume en la tabla (3-2).

Tabla (3-2) Cálculo de ΣT_{ri} y ΣT_{ai}

Dovela	W_i ton	N_i ton	T_{ai} ton	$N_i \tan\phi$ ton	c ton/m²	l_i m	$c\,l_i$ ton
1	7.0	2.3	6.6	0.9	2.0	6.4	12.8
2	25.1	—	20.0	0			
3	37.8	—	27.0	0			
4	32.0	—	16.5	0			
5	30.6	—	9.5	0			
6	32.4	—	4.0	0	c_{um}=2.7	L_c=27.6	74.5
7	19.9	—	-2.0	0			
8	16.3	—	-3.5	0			
9	13.8	—	-5.0	0			
10	4.8	—	-3.0	0			
Σ			70.1	0.9			87.3

1. Determinar el peso total W_i de cada dovela, a partir de su volumen V_i y su peso volumétrico húmedo γ_h, mediante la expresión:

$$W_i = V_i\,\gamma_h$$

V_i se calcula midiendo, en el dibujo a escala del talud, el ancho y la

altura media de cada dovela.

Como ejemplo se describe el cálculo del peso de la *dovela 3*, que está formada por dos segmentos de materiales y pesos volumétricos diferentes: el segmento superior tiene forma trapecial *(V_3')* y está alojado en los materiales limo-arenosos de la costra superficial, con $\gamma_h = 1.5\ ton/m^3$; el segmento inferior, también trapecial *(V_3'')*, alojado en la arcilla CH, con $\gamma_h = 1.2\ ton/m^3$

$$W_3' = V_3' \times 1.5 = 34.4 \times 1.5 = 19.8\ ton$$
$$W_3'' = V_3'' \times 1.2 = 3x5 \times 1.2 = 18.0\ ton$$
$$\text{Peso total } W_3 = 37.8\ ton$$

2. Trazar una línea vertical por el centro de gravedad de cada dovela. Las dovelas de los extremos tienen forma casi triangular, por lo que su centroide está localizado a una distancia aproximada de b/3, respecto al lado vertical del triángulo. En las dovelas de forma trapecial se considera que el centroide se encuentra a la mitad del ancho b; esta simplificación implica un error muy pequeño en el valor del momento actuante de la dovela y está del lado de la seguridad. En el punto de intersección de la línea media vertical con el círculo se dibuja un vector vertical que representa, a escala, el peso W_i de cada dovela *(en la dovela 3, $W_i = 37.8\ ton$)*.

3. En el punto de intersección, el vector W_i se descompone en una fuerza N_i normal a la superficie del círculo, la cual tiene la dirección del radio R_i que pasa por el punto de aplicación de W_i en la base de la dovela, y en otra fuerza tangencial T_{ai}, cuya dirección es perpendicular al mismo radio y actúa también en la base de la dovela *(en la dovela 3, N_3=28 ton, y T_{a3}=27 ton)*.

4. Se calcula la fuerza tangencial resistente que actúa en la base de cada dovela, mediante la expresión:

$$T_{ri} = (N_i - U_i)\tan\phi + c_i l_i$$

En esta ecuación, el término $(N_i - U_i)\tan\phi$ *es la componente friccionante de la fuerza tangencial resistente* y depende del ángulo ϕ del suelo; en tanto que $c_i l_i$ *representa la componente cohesiva*. En el caso particular de la dovela 1, que está formada por suelos cuya

resistencia al corte tiene cohesión c_1 y fricción ϕ, *ambas componentes de la fuerza tangencial resistente tienen un valor.* En las dovelas 2 a 10, cuyas bases se encuentran en arcilla saturada en la que el ángulo $\phi = 0$, *la fuerza tangencial resistente tiene solamente la componente cohesiva* $c_{ui}\, l_i$. Por lo tanto, la suma de las fuerzas resistentes de las dovelas 2 a10 puede expresarse por:

$$\Sigma c_i l_i = c_{um}\, L_c$$

En la que: c_{um} es el valor medio de la resistencia no drenada de la arcilla hasta 15 m de profundidad $(2.7\ ton/m^2)$, y L_c la longitud del arco que se aloja en la arcilla, cuyo valor es:

$$L_c = \pi R\ \alpha / 180° = 3.142 \times 15.2 \times 104° / 180° = 27.6\ m$$

Por otra parte, en la dovela 1 la presión en el agua de los poros del suelo es nula $(u_i = 0)$ como consecuencia del abatimiento del nivel freático producido por el equipo de bombeo; por tanto, la componente friccionante es solamente:

$N_1 \tan\phi = 2.4 \times \tan 21° = 0.9\ ton$, y la componente cohesiva es:

$$c_1 l_1 = 2 \times 6.4 = 12.8\ ton$$

5. Finalmente, el factor de seguridad del talud contra falla general por rotación se obtiene substituyendo los valore de las sumatorias de las fuerzas tangenciales en la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{N_1 \tan\phi + c_1 l_1 + c_{um} L_c}{\sum T_{ai}} = \frac{0.9 + 12.8 + 2.7 \times 27.6}{70.1} = 1.26 \quad (inadmisible)$$

Aunque este valor del factor de seguridad $(1.26 > 1)$ indica que *la falla no es inminente*, en la práctica de las excavaciones en arcillas blandas del Valle de México *resulta inadmisible*, porque las deformaciones plásticas del talud se transforman en asentamientos grandes en la superficie y se generan grietas verticales detrás del hombro del talud; por otra parte, si el tiempo que permanece abierta la excavación se prolonga más de dos semanas, como suele suceder, la resistencia al corte disninuye, al reducirse la velocidad de la deformación y producirse

expansión y absorción de agua en la arcilla. *El agrietamiento vertical y la pérdida de resistencia reducen el factor de seguridad a valores peligrosos.* Es por ello que en la práctica, *el factor de seguridad mínimo admisible para una excavación de corta duración no debe ser menor de 1.5.* Si el proceso de construcción se prolonga más de dos semanas, *este valor mínimo debe ser de 1.7.*

Taludes de las bermas

La verificación de la estabilidad local de los taludes de las bermas se hace siguiendo el mismo procedimiento descrito aplicado a círculos de falla que se trazan dentro de los taludes individuales de cada berma.

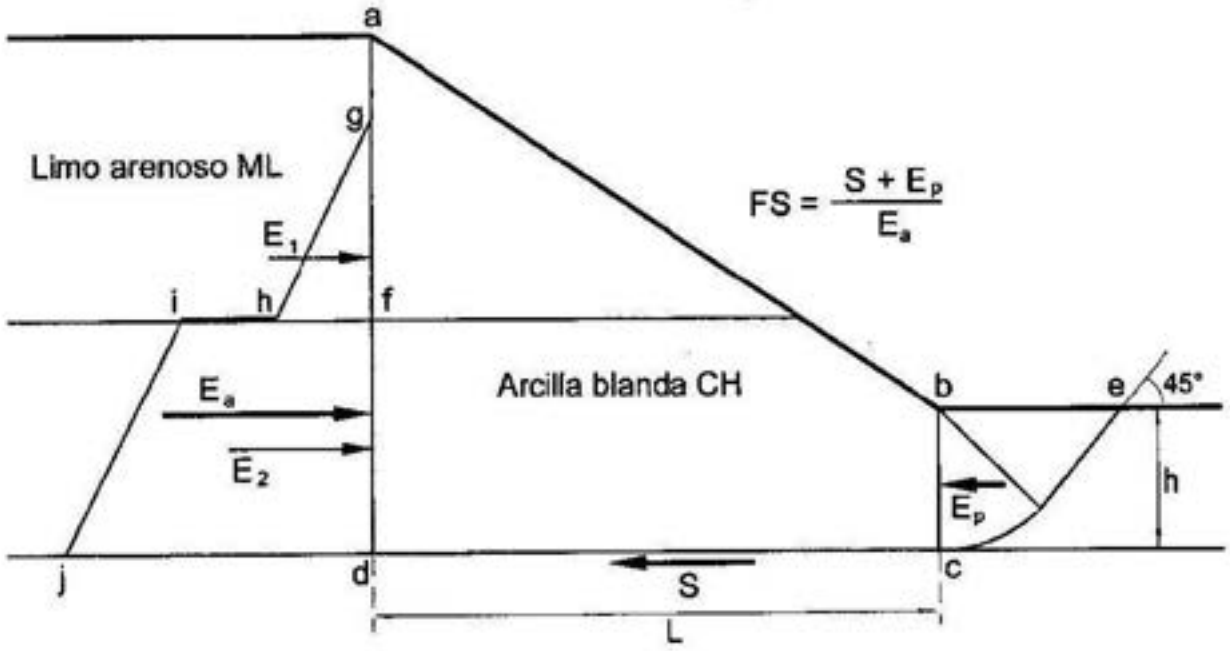


Figura 3-18. Mecanismo de falla por traslación horizontal (Trezaghi-Prandtl)

Falla por traslación horizontal

En depósitos de suelos estratificados, en los que existen estratos de arcilla blanda bajo la base del talud, el deslizamiento puede ocurrir a lo largo de una superficie horizontal, como el plano *cd* de la figura *3–18*, en el que la resistencia al corte es pequeña.

El mecanismo de falla por traslación horizontal que presenta la figura *3–18*, propuesto por Terzaghi[28], está formado por el prisma deslizante

abcd, sobre el que actúan las siguientes fuerzas:

- El empuje horizontal activo E_a, del suelo a la izquierda del plano vertical *ad*, que constituye la fuerza motriz que trata de desplazar al prisma deslizante a lo largo del plano horizontal *cd*.
- La fuerza cortante resistente *S*, producida por la resistencia al corte no drenada de la arcilla c_u, que actúa en la base del mecanismo.
- El empuje pasivo del suelo E_p, que se encuentra a la derecha del plano vertical *bc*, el cual se desarrolla al ser empujado por el prisma deslizante.

El factor de seguridad contra este tipo de falla está expresado por la ecuación:

$$FS = \frac{S + E_p}{E_a} \qquad (3\text{-}11)$$

Donde:

$S = c_u L_b$; siendo L_b la longitud de la base del prisma deslizante

$E_p = (3.57c_u + \frac{1}{2}\gamma h)h$. Empuje pasivo desarrollado por un mecanismo plástico semejante al mecanismo de Prandtl, que se muestra en la figura *3–18*, en la que *h* es la profundidad de la base del prisma respecto al fondo de la excavación

E_a Empuje activo obtenido de la teoría de Rankine.

Con base en este mecanismo se analiza a continuación la estabilidad de la excavación que se presenta en el ejemplo de la figura *3–19* ante la falla por traslación horizontal.

La figura *3–19* ilustra el análisis del mecanismo de falla. El talud *c'def* es el mismo que el de la figura *3–17*. En este caso se analiza la estabilidad para dos posibles planos de falla horizontales:

- El plano *f'f*, cuya profundidad es la misma del fondo de la excavación, *12 m*, antes de excavar la berma *bc*.
- El plano *ji*, a *17 m* de profundidad, después de excavar la berma *bc*.

El diagrama de presión horizontal activa se define a partir de las

ecuaciones de Rankine (capítulo 3–4), aplicando los siguientes

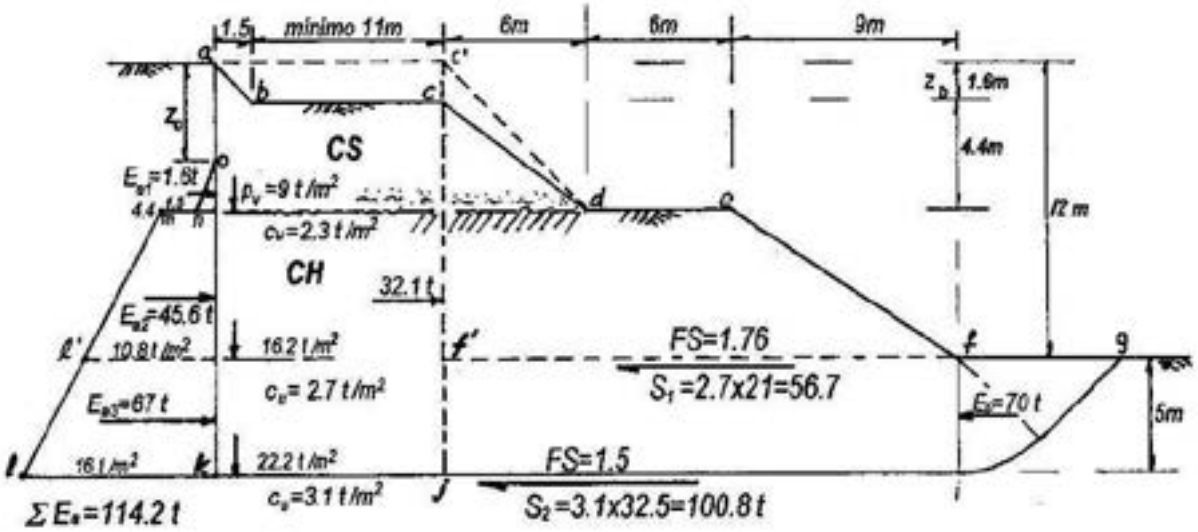


Figura 3-19. *Análisis de estabilida del talud ante falla por traslación horizontal*

parámetros de las propiedades mecánicas de los suelos:
Costra superficial (CS):

Peso volumétrico húmedo, $\gamma_h = 1.5\ ton/m^3$
Angulo de fricción interna, $\phi = 21°$ *(Prueba CU)*
Cohesión, $c_a = 2\ ton/m^2$
Nivel freático abatido en la costra *CS*.

Estrato de arcilla (CH):

Resistencia no drenada, $2.3 < c_u < 3.1\ ton/m^2$
Angulo de fricción, $\phi = 0$.

Factores de seguridad

Plano f'f, a 12m de profundidad, sin berma: $c_{u1} = 2.7\ ton/m^2$

Empuje activo $E_{a1} = 1.6 + 45.6 = 47.2\ ton.$
Fuerza resistente, $S_1 = 2.7 \times 21 = 56.7\ ton$
Empuje pasivo, $E_p = 0$

Factor de seguridad:

$FS_1 = 56.7/47.2 = 1.2$ *(inadmisible).*

Plano ji, a 17 m de profundidad, sin berma: $c_{u2} = 3.1\ ton/m/^2$

Empuje activo total, $E_{a2} = 1.6+45.6+67 = 114.2\ ton$
Fuerza resistente, $S_2 = 3.1 \times 21 = 65.1\ ton$
Empuje pasivo, $E_p = (3.57 \times 2.9 + 0.5 \times 1.2 \times 5)5 = 66.8\ ton$

Factor de seguridad:

$$FS_2 = (65.1+66.8)/114.2 = 1.15 \quad (inadmisible)$$

Diseño de la berma bc.

El análisis muestra que el factor de seguridad es, *en todos los casos, menor que 1.5; por lo tanto, es necesario aumentarlo hasta este valor.*

Siendo el plano *ji* el más desfavorable, se requiere agregar la berma *bc*, para lograr los siguientes objetivos:

Disminuir la presión horizontal activa en el plano vertical c'j.
Aumentar la longitud del plano horizontal ji, para incrementar S_2.

Longitud necesaria del plano ki

Se obtiene de la siguiente ecuación:

$$FS_2 = 1.5 = \frac{3.1L_2 + 66.8}{114.2}$$

Despejando L_2,

$$L_2 = \frac{1.5 \times 114.2 - 66.8}{3.1} = 33.7m$$

Se requiere una longitud adicional de $\Delta L_2 = 33.7\text{-}21 = 12.7\ m$.
Por tanto, la berma debe tener una longitud mayor de:

$$L_b > (12.7\text{-}1.5) > 11.2\ m$$

Profundidad de la berma:

Para alcanzar un factor de seguridad de 1.5 en el plano *ji*, se requiere reducir el empuje activo en el plano *cj*, según la ecuación:

$$FS = 1.5 = \frac{65.1 + 66.8}{E'_a}$$

De donde: $E'_a = 131.9/1.5 = 88\ ton$

Lo cual implica una reducción del empuje en:

$$\Delta E_a = 114.2 - 88 = 26.2 \text{ ton;}$$

Esto equivale a una reducción uniforme de la presión activa en el estrato de arcilla de:

$$\Delta p_a = 26.2/11 = 2.4 \text{ ton}/m^2$$

Este valor es igual al decremento de la presión vertical γz_b, en el plano de la berma, *bc*.

Por lo cual la profundidad de la berma debe ser:

$$z_b = 2.4/1.5 = 1.58 \text{ m.}$$

Conclusión:
Se requiere una berma de 1.6 m de profundidad y una longitud mayor de 11 m, para obtener un factor de seguridad del talud igual o mayor que 1.5 ante falla por traslación horizontal.

Capítulo 3-4 456

Estructuras de contención en excavaciones... 456

Modelo de Rankine 456
Empuje activo 457
Suelo friccionante puro 457
Suelo cohesivo–friccionante 459
Empuje activo total 460
Suelo cohesivo puro 460
Sobrecarga superficial 461
Influencia del nivel freático 462
Arcilla saturada 463
Empuje pasivo del suelo 466
Empuje pasivo total 467
Magnitud y distribución del empuje en excavaciones ademadas 467
Excavaciones ademadas en arenas sin cohesión 470
Excavaciones ademadas en arcillas ($\phi = 0$) 471
Excavaciones ademadas en suelos cohesivo-friccionantes 471
Excavaciones en suelos estratificados 473
Ejemplo 473
Empuje teórico 475
Redistribución del empuje teórico 475
Colocación de puntales con precarga. 476

Capítulo 3-4

Estructuras de contención en excavaciones

Cuando no se dispone de espacio suficiente alrededor de una excavación para alojar un talud, se hace necesario excavar en cortes verticales que requieren, generalmente, de algún tipo de estructura para soportar el empuje horizontal ejercido por la masa de tierra contenida. Se recurre entonces al uso de ademes de diversos tipos: de madera, tablaestacas de concreto o de acero, o muros de concreto colados en el sitio dentro de zanjas estabilizadas con lechada bentonítica, llamados "*pantallas de concreto*" o "*muros Milán*".

Para diseñar cualquiera de estos tipos de estructura de contención, así como el sistema de apuntalamiento necesario para soportarlas, es indispensable determinar las fuerzas producidas por el empuje lateral de la tierra contenida.

Modelo de Rankine

El método de cálculo del empuje lateral de los suelos sobre las estructuras de ademe de excavaciones, más comúnmente empleado en la actualidad, se basa en un modelo de equilibrio plástico del suelo que se encuentra detrás de un muro de contención rígido, propuesto por Rankine en 1857. Este modelo fue adaptado por Terzaghi y Peck[28], para aplicarlo al diseño de estructuras de ademe en excavaciones, en las cuales la magnitud y la distribución de la presión lateral de la tierra difieren de las que se obtienen usando la teoría de Rankine. A continuación se explica brevemente la teoría y las modificaciones que permiten usarla en la práctica del diseño de estructuras de ademe para excavaciones.

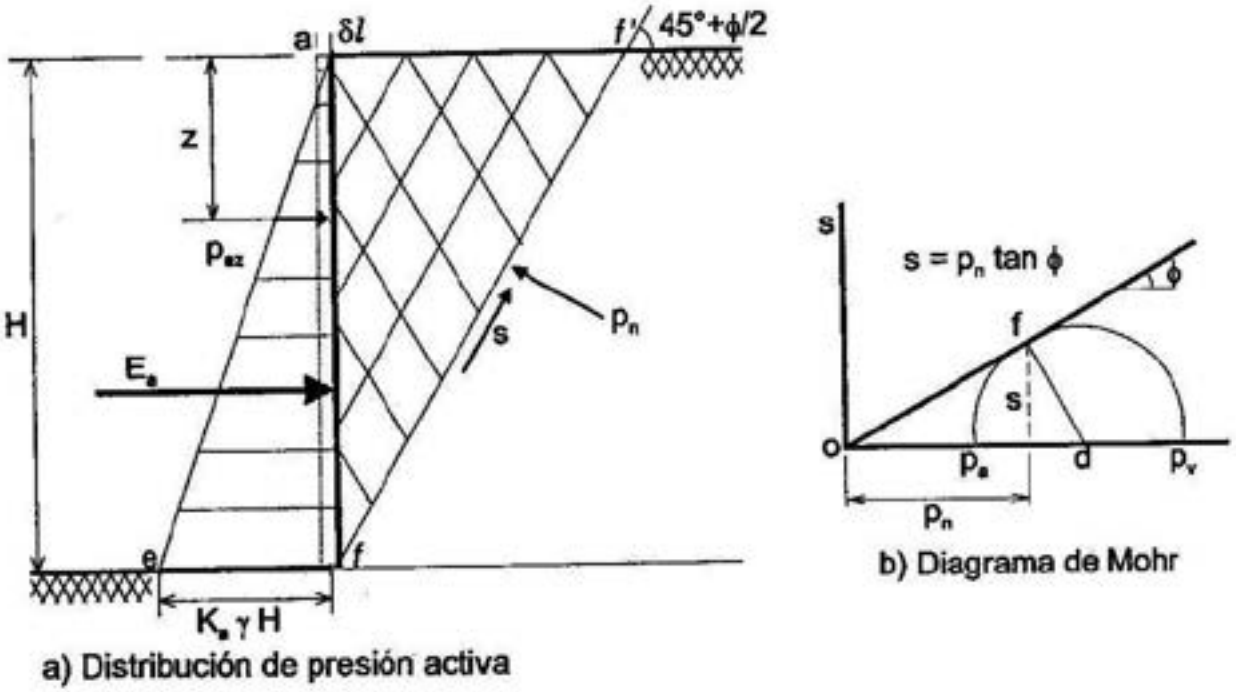


Figura 3-20. *Modelo de Rankine para arena seca, suelo friccionante puro*

Empuje activo

Suelo friccionante puro

La figura *3–20* muestra el modelo teórico de Rankine que representa el equilibrio plástico que se desarrolla en *una masa homogénea de arena seca* contenida por un muro vertical rígido *ab*, el cual se desplaza lateralmente en una pequeña distancia δl paralelamente a sí mismo, al ser empujado por la presión horizontal ejercida por la arena. Las mediciones experimentales realizadas por K. Terzaghi en 1936 demostraron que basta un desplazamiento paralelo, o giratorio respecto a la base del muro, δl mayor de *0.001H,* para alcanzar *la condición de equilibrio plástico del suelo considerada en el modelo de Rankine*; en esta condición se desarrollan dos familias de planos inclinados que forman un ángulo de $(45° + \phi/2)$ con la superficie horizontal de la arena. Estos son planos en los que el esfuerzo cortante s alcanza el valor de la resistencia al corte del suelo expresada según la ley de Coulomb:

$$s = p_n \tan \phi$$

Siendo p_n el esfuerzo de compresión normal al plano de falla plástica.

El estado de esfuerzos de la masa de suelo plastificado tras el muro es semejante al que se obtiene en una prueba triaxial de laboratorio en la que una probeta de suelo cilíndrica se somete, primero, a una presión hidrostática tal que la presión axial vertical p_v es igual a la horizontal p_h; después se hace disminuir gradualmente p_h, manteniendo constante p_v, hasta *alcanzar la condición de falla plástica del espécimen de suelo.* La figura *3–20* muestra el diagrama de Mohr que representa el estado de esfuerzos en el interior del espécimen en el momento de la falla; el punto *f* representa al plano de falla *f-f'*, en el que el esfuerzo cortante es $s = p_n tan\phi$. Los esfuerzos p_v y p_h son esfuerzos principales, lo que implica que en los planos horizontal y vertical no existen esfuerzos tangenciales.

En esta condición de equilibrio plástico ideal, la presión horizontal que el suelo ejerce sobre la cara interior del muro se llama *presión horizontal activa.* A cualquier profundidad *z*, la presión activa se expresa por la ecuación:

$$p_{az} = p_{vz} \tan^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right) = \gamma z \tan^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right) = K_a \gamma z \qquad (3\text{–}12)$$

Donde:

p_{az} Presión horizontal activa a la profundidad *z*

p_{vz} Presión vertical producida por el peso propio del suelo γ, en un punto a la profundidad *z*, o sea que $p_{vz} = \gamma z$

ϕ Angulo de fricción interna de la arena

$K_a = tan^2(45° - \phi/2)$ Coeficiente de presión horizontal para la condición activa de Rankine, deducido a partir del diagrama de Mohr $(K_a = p_{az}/p_{vz})$

Debe tenerse presente que en la deducción de esta ecuación se considera que *no existen esfuerzos tangenciales en el plano vertical* de contacto entre el muro y el suelo, lo cual implica que *no hay desplazamiento relativo vertical* entre suelo y muro. Cuando esta condición se produce, las superficies de equilibrio plástico dejan de ser planas y la distribución de la presión horizontal es diferente, como se verá más adelante.

La distribución de la *presión horizontal activa* p_a del modelo de Rankine sigue una ley lineal representada por la recta *ae* de la figura 3–20b, cuya abscisa máxima vale:

$$p_{am} = K_a \gamma H$$

La fuerza total del *empuje activo de Rankine* E_a, es el área del diagrama lineal de presión horizontal cuya resultante vale:

$$E_a = \tfrac{1}{2} K_a \gamma H^2 \qquad (3\text{–}13)$$

El punto de aplicación de E_a se encuentra a una altura $H/3$ sobre la base del muro.

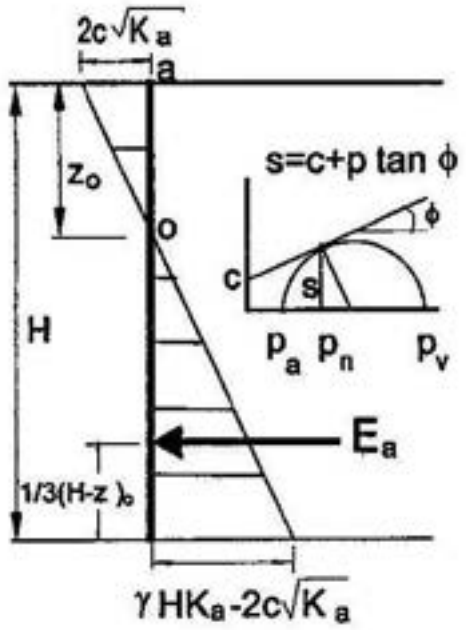


Figura 3-21. Presión activa de Rankine en suelos cohesivo-friccionantes

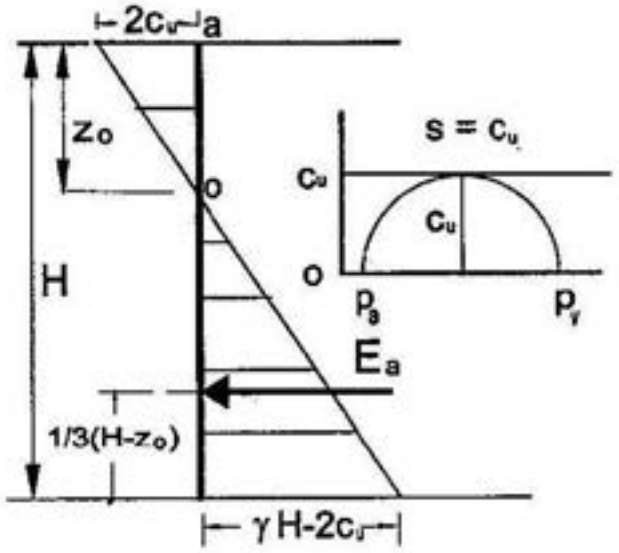


Figura 3-22. Presión activa de Rankine en arcillas saturadas

Suelo cohesivo–friccionante

Si la envolvente de resistencia al corte del suelo obtenida en pruebas triaxiales muestra una recta con ángulo ϕ y una ordenada al origen c, como indica la figura *3–21*, la resistencia en el plano de falla se expresa por: $s = c + p_n \tan\phi$, y la presión activa de Rankine tiene la siguiente forma:

$$p_{az} = K_a \gamma z - 2c\sqrt{K_a} \qquad (3\text{–}14)$$

El diagrama de distribución de la presión horizontal activa se ilustra en la figura *3–21*. En el punto a, la profundidad $z=0$; la presión activa es negativa y vale: $p_{aa} = -2c\sqrt{K_a}$. En el punto 0, la presión horizontal es nula; para este punto, la ecuación *(3–14)* queda:

$0 = K_a \gamma z_o - 2c\sqrt{K_a}$, de la cual se obtiene:

$$z_o = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \qquad (3\text{–}15)$$

En la base del muro la presión horizontal máxima vale:

$$p_{am} = K_a \gamma H - 2c\sqrt{K_a} \qquad (3\text{–}16)$$

Empuje activo total

Las presiones negativas *(tensiones)* que se producen en el suelo, dentro de la profundidad z_o, no se trasmiten al muro, puesto que no hay adherencia entre éste y el suelo; por tanto, el empuje activo E_a está formado solamente por la zona de compresiones en la altura $(H - z_o)$. El área del diagrama de compresiones vale:

$$E_a = \frac{1}{2}\left(K_a \gamma H - 2c\sqrt{K_a}\right)(H - z_o) \qquad (3\text{–}17)$$

El punto de aplicación de E_a está a una altura de $1/3(H - z_o)$.

Suelo cohesivo puro

Cuando se tienen arcillas de alta plasticidad, saturadas, de consistencia blanda a media, en las que la envolvente de falla de Mohr obtenida en *prueba triaxial no drenada* es una recta horizontal, como muestra la figura *3–22*, cuya ordenada al origen *es* c_u *y el ángulo de fricción* $\phi = 0$, la ecuación *(3–14)* para la presión horizontal activa de Rankine queda:

$$p_{az} = \gamma z - 2c_u \qquad (3\text{–}18)$$

La presión máxima: $p_{am} = \gamma H - 2c_u$ *(3–18a)*

El empuje total: $E_a = \frac{1}{2}(\gamma H - 2c_u)(H - z_o)$ *(3–18b)*

La profundidad z_o: $z_o = 2c_u / \gamma$ *(3–18c)*

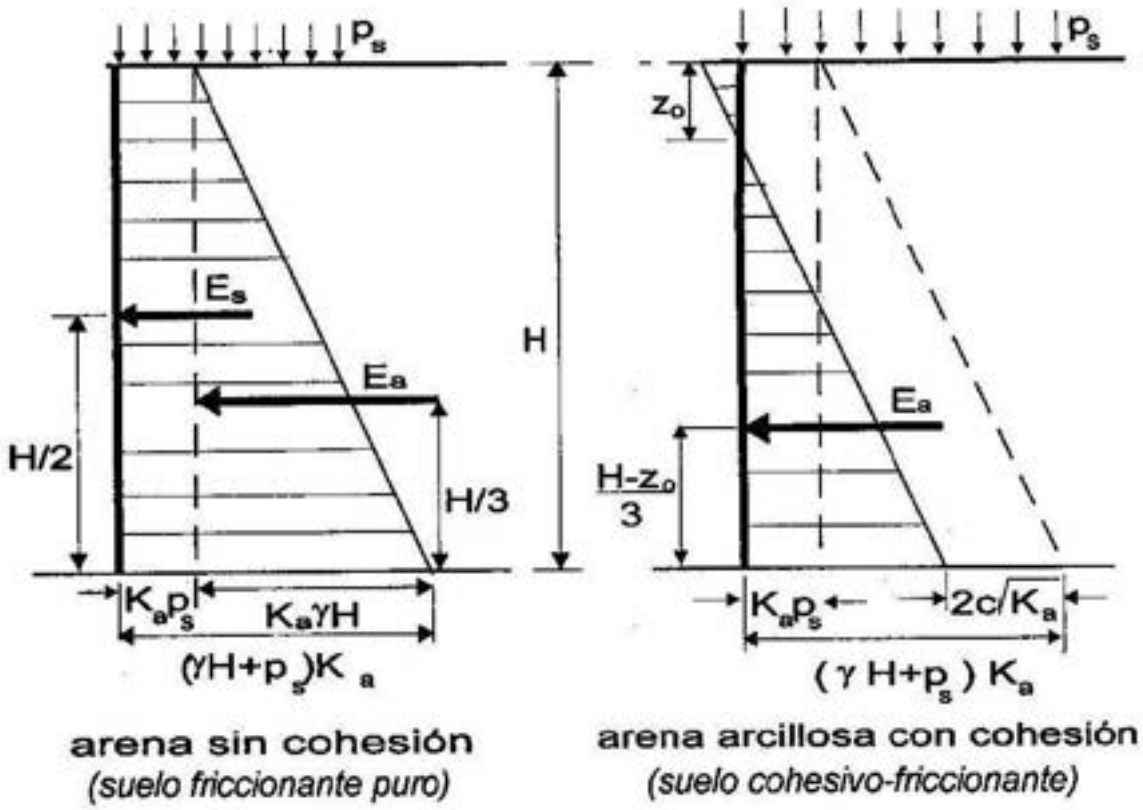


Figura 3-23. *Presión activa con sobrecarga superficial p_s en suelos con fricción, no saturados*

Sobrecarga superficial

Cuando existe en la superficie del terreno una sobrecarga uniforme de intensidad p_s y ancho mayor que H, como muestra la figura *3–23*, se considera que p_s produce un incremento igual del esfuerzo vertical en toda la profundidad del muro, de manera que la presión vertical en cualquier punto del suelo junto al muro es $p_v = \gamma z + p_s$. La figura *3–23* muestra los diagramas de *la presión horizontal activa de un suelo friccionante, no saturado,* para dos casos: una arena limpia seca que representa al *suelo friccionante puro (sin cohesión),* y una arena arcillosa húmeda que tiene *cohesión y fricción.*

Suelo friccionante puro

En este caso, en el que la cohesión es nula *(c = 0),* la presión activa se expresa por:

$$p_{az} = K_a(\gamma z + p_s) \qquad (3\text{–}19)$$

La presión máxima en la base: $p_{am} = K_a(\gamma H + p_s)$ *(3–19a)*

El empuje activo total: $E_a = K_a(\gamma H^2/2 + p_s H)$ *(3–19b)*

Suelo cohesivo-friccionante

En este caso, en el que el suelo exhibe cohesión c y fricción ϕ, la ecuación *(3–19)* se modifica como sigue:

$$p_{az} = K_a(\gamma z + p_s) - 2c\sqrt{K_a} \qquad (3–20)$$

La presión activa máxima es:

$$p_{am} = K_a(\gamma H + p_s) - 2c\sqrt{K_a} \qquad (3–20a)$$

El empuje activo total:

$$E_a = \frac{1}{2}\left[K_a(\gamma H + p_s) - 2c\sqrt{K_a}\right](H - z_o) \qquad (3–20b)$$

Influencia del nivel freático

Suelo friccionante puro

Si se tiene un suelo granular, no cohesivo, que se encuentra sumergido bajo el nivel freático, hasta una profundidad z_a, como se ve en la figura *3–24, el diagrama de presión activa* estará formado por la superposición de dos diagramas: uno debido al *peso efectivo del suelo* y el otro a *la presión hidrostática*; en este caso la presión activa máxima es:

$$p_{am} = K_a(\gamma z_a + \gamma' z_w) + \gamma_w z_w \qquad (3–21)$$

Donde:

- γ Peso volumétrico húmedo del suelo sobre el nivel freático
- γ' Peso efectivo del suelo sumergido, $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$
- γ_w Peso volumétrico del agua
- γ_{sat} Peso volumétrico del suelo saturado
- z_a Profundidad al nivel freático
- z_w Altura del nivel freático sobre la base del muro

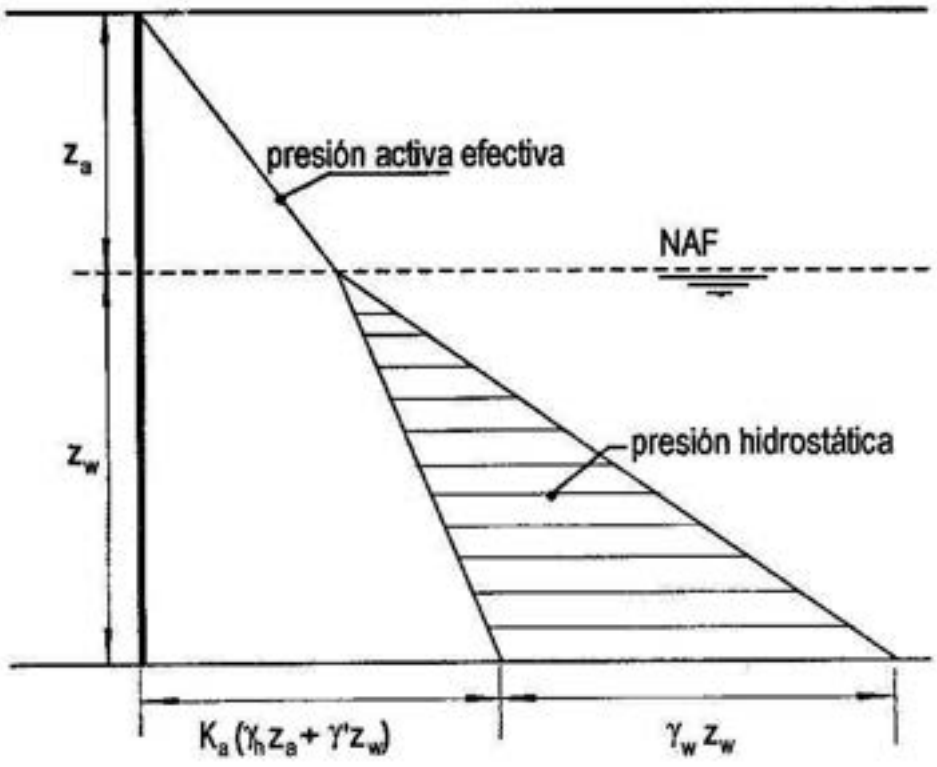


Figura 3-24. *Influencia del nivel freático en la presión horizontal sobre un muro en arena o arena limosa sin cohesión (puramente friccionantes)*

Arcilla saturada

Criterio de análisis por esfuerzos efectivos

Es fácil visualizar, *en el caso de una arena limpia*, llamada suelo *permeable*, la acción independiente del agua y de las partículas macroscópicas del suelo granular; pero esta imagen no parece ser muy clara cuando se trata de *partículas de arcilla coloidal*, visibles solamente al microscopio electrónico, en las que la mayor parte del *agua del suelo se encuentra adherida a los coloides* por fuerzas de atracción eléctricas y *el agua libre casi no existe*; sin embargo, en un *tiempo suficientemente largo*, estos suelos, llamados *impermeables*, pueden cambiar su volumen para ajustar su estructura a nuevos estados de esfuerzos intergranulares, adquiriendo así nuevos valores de su resistencia al corte. Este comportamiento es evidente en los resultados de pruebas triaxiales del tipo *consolidadas no drenadas (CU)*, como las

que muestra la figura *3–25*, obtenida por R. Marsal y M. Mazari[21], ensayando arcillas inalteradas del Valle de México con contenidos de agua de 454% y 110%.

Etapa de consolidación de la prueba CU

En este tipo de ensaye se someten varias probetas, labradas de la misma muestra de arcilla, a consolidación bajo diferentes presiones de la cámara triaxial, *permitiendo el drenaje total y el cambio de volumen*

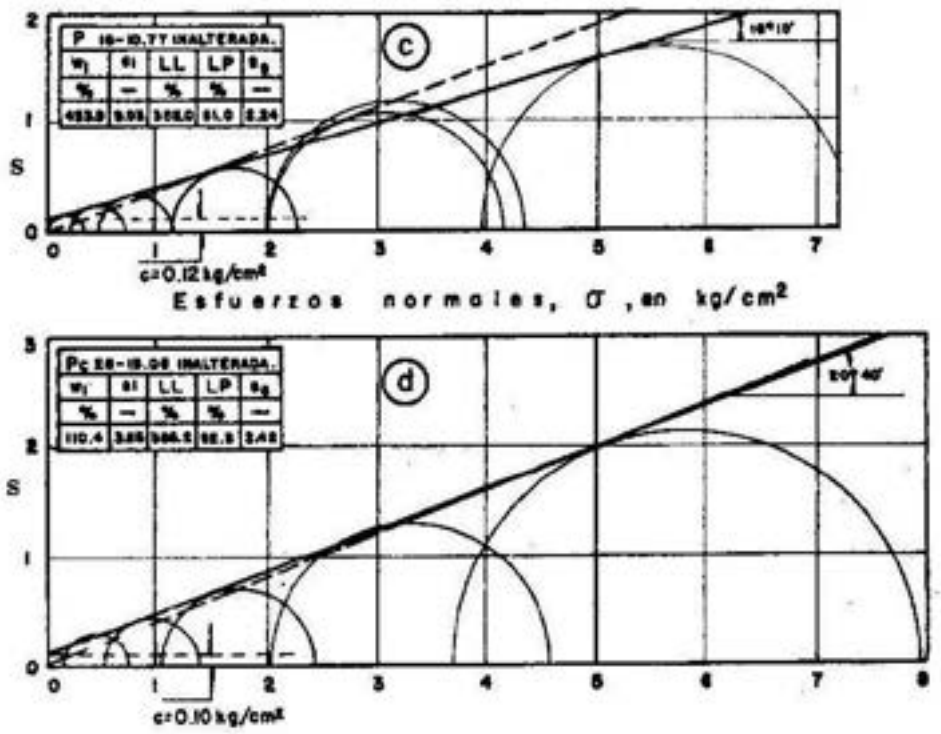


Figura 3-25. Resistencia al corte de arcillas del Valle de México en prueba triaxial Consolidada-no drenada (CU)

necesario para que cada probeta alcance su equilibrio final bajo el nuevo estado de esfuerzos aplicado. Este proceso de consolidación puede requerir de 2 a 4 días, cuando la presión de la cámara triaxial es mayor que la presión de preconsolidación natural del suelo ensayado, o un tiempo mayor cuando *la probeta ensayada se expande* bajo una presión de la cámara menor que la de preconsolidación.

Etapa de ruptura

Una vez concluido el *proceso de consolidación o expansión* de la probeta de arcilla, se cierra el drenaje de la cámara y se someten las probetas al *proceso de falla por cortante*, incrementando gradualmente el esfuerzo axial, hasta alcanzar la falla. Se obtienen de esta manera envolventes de

resistencia de los círculos de Mohr *casi perfectamente lineales*, con un ángulo ϕ que puede variar de *17° a 22°*, con un valor promedio de 20°. Ambas envolventes de la figura *3–25* muestran una ordenada al origen, que corresponde a una pequeña cohesión de *0.1 kg/cm²*, la cual tiende a desaparecer si se permite a las probetas sometidas a baja presión confinante de la cámara triaxial un tiempo de expansión más largo. En una arcilla saturada contenida tras un muro impermeable, en una excavación que *permanece abierta un tiempo largo* (más de 6 meses), debe esperarse un comportamiento semejante. En tal caso, la ecuación *(3–21)* representa, aproximadamente, *la evolución a largo plazo de la presión lateral de la arcilla saturada en función de la variación, con el tiempo, de los esfuerzos efectivos verticales en la masa de arcilla, y de su resistencia al corte determinada en prueba triaxial CU*

Criterio de análisis por esfuerzos totales

En las pruebas *triaxiales no drenadas UU*, las arcillas saturadas producen una envolvente horizontal en la que el ángulo $\phi = 0$, y la resistencia al corte es la ordenada al origen c_u. *En este tipo de prueba no se permite el cambio de volumen del suelo, por lo que el esfuerzo efectivo normal al plano de falla* p'_n *permanece constante, en todos los especímenes ensayados, durante toda la prueba, lo cual implica que la resistencia al corte de la muestra de arcilla ensayada también permanece constante.* Una condición semejante prevalece, durante un tiempo corto, en la masa de arcilla saturada contenida por un muro impermeable. Esta condición ha dado origen a otro criterio de análisis *en función de los esfuerzos verticales totales y la resistencia no drenada* (c_u) de la arcilla saturada. Este criterio se expresa por las ecuaciones *(3–18) a (3–18c)* y se ilustra en la figura *3–22*. La aplicación práctica de este criterio al diseño de estructuras de contención temporales, en excavaciones profundas realizadas en la Ciudad de México, se ilustra en el capítulo *3–7*. La observación del comportamiento de muros y tablaestacas de concreto apoyados en puntales horizontales, en excavaciones que permanecen abiertas menos de un mes, indica que el criterio de esfuerzos totales representa, razonablemente, las condiciones de equilibrio temporal de la masa de arcilla contenida por el ademe. Pero, si el colado de la losa de cimentación debe retrasarse más de un mes, es necesario *verificar los empujes horizontales para largo plazo, conforme al criterio de esfuerzos efectivos,* y prever que el sistema de ademe sea capaz de soportar la condición más desfavorable del empuje horizontal.

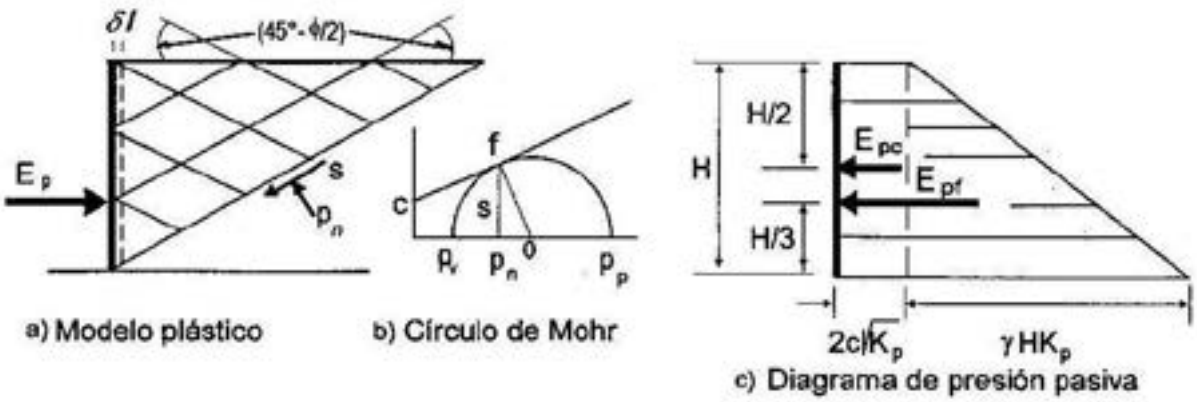


Figura 3–26. Empuje pasivo de Rankine en suelo cohesivo-friccionante

Empuje pasivo del suelo

Si el muro se desplaza lateralmente, como indica la figura *3–26*, moviéndose contra el suelo y empujándolo, el suelo reacciona contra el muro hasta que la presión horizontal ejercida alcanza su valor máximo, al desarrollase en la masa de suelo un nuevo estado de equilibrio plástico denominado *estado pasivo de Rankine*, en el cual los planos de plastificación del suelo forman un ángulo de $(45° - \phi/2)$ con la superficie horizontal del suelo. El diagrama de Mohr de la figura *3–26* representa el estado de esfuerzos en la condición de equilibrio plástico de un suelo cohesivo friccionante, en la cual la presión horizontal aplicada p_{pz}, es el esfuerzo principal mayor que actúa sobre el plano vertical del suelo que está en contacto con el muro, en el cual se supone que no existen esfuerzos cortantes; la presión vertical por peso propio del suelo γz es el esfuerzo principal menor. *La presión horizontal pasiva* p_{pz}, a cualquier profundidad z, se expresa, en el caso más general, por la ecuación:

$$p_{pz} = K_p(\gamma z + p_s) + 2c\sqrt{K_p} \qquad (3\text{–}22)$$

En la que el coeficiente de empuje pasivo K_p es, ahora:

$$K_p = \tan^2(45° + \phi/2) \qquad (3\text{–}22a)$$

Nótese que el coeficiente de empuje pasivo de Rankine, K_p, es igual al inverso del coeficiente de empuje activo K_a.

$$K_p = 1/K_a$$

Para el caso de una arcilla saturada, en condición no drenada, en la que $\phi = 0$, *el valor de* $K_p = 1$, por lo que la presión horizontal pasiva de una arcilla es:

$$p_{pz} = \gamma z + p_s + 2c_u \qquad (3\text{–}23)$$

Empuje pasivo total

Con base en la ecuación *(3–22)* se construye el diagrama teórico de presión pasiva ilustrado en la figura *3–26*, cuya área es el valor del empuje pasivo total:

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2cH\sqrt{K_p} \qquad (3\text{-}24)$$

Magnitud y distribución del empuje en excavaciones ademadas

El diseño del sistema de soporte lateral (ademe) de excavaciones con paredes verticales es un tema que ha ocupado la atención de los Ingenieros Constructores desde hace un par de siglos. Charles Coulomb propuso, en 1776, un método para determinar el empuje lateral de la tierra sobre muros de contención rígidos, de mampostería[28], el cual llamó pronto la atención de los Ingenieros con experiencia en la excavación de zanjas ademadas. Al aplicar este método a sus casos prácticos encontraron que los valores de los empujes teóricamente calculados eran, generalmente, menores que los reales, lo cual produjo algunas fallas de las excavaciones debidas a la ruptura de los puntales superiores del ademe. El método de Coulomb fue abandonado por los Ingenieros prácticos, quienes confiaban más en su propia experiencia empírica. Años más tarde, en 1857, Rankine publicó, en Inglaterra, su nuevo modelo teórico basado en un análisis matemático más elegante; esta nueva teoría corrió la misma suerte que la de Coulomb, en cuanto los Ingenieros Prácticos la confrontaron con la realidad observada en las excavaciones de zanjas realizadas por ellos. Nuevamente, la teoría fue abandonada sin poder explicar los motivos de sus discrepancias con la realidad. Fue hasta 1936, cuando ya existían los nuevos métodos de la Mecánica de Suelos, que K. Terzaghi, en el Instituto Tecnológico de Massachusetts, demostró, experimentalmente, la influencia de los desplazamientos de la estructura de contención en la magnitud y

distribución de la presión lateral ejercida por la tierra sobre la propia estructura.

Midiendo las reacciones en los apoyos de una pared móvil, en una gran caja de concreto llena de arena, y comparándola con los valores teóricos obtenidos de las ecuación de Rankine, Terzaghi pudo establecer las siguientes conclusiones de importancia práctica:

1. Cuando la pared rígida se desplaza paralelamente a sí misma, como ilustra el diagrama (a) de la figura *3–27A*, en una cantidad δl del orden de *0.001H a 0.002H (H= altura de la pared), la magnitud del empuje total y la distribución de la presión lateral son iguales a las obtenidas con el modelo teórico de Rankine.* Esto implica que basta un pequeño desplazamiento lateral del muro para crear en la masa de suelo el estado de deformación plástica ideal que supone la teoría.

2. Cuando el desplazamiento de la pared rígida se produce girando alrededor de un eje horizontal *coincidente con su lado inferior*, en una cantidad δl, como se muestra en el diagrama (b) de la figura *3–27A*, se obtiene *el mismo diagrama de distribución lineal con igual magnitud del empuje total que se obtienen con la teoría de Rankine.*

En la práctica, estas dos formas de desplazamiento: *de traslación y de rotación respecto a la base*, se presentan en muros de contención rígidos, de mampostería o de concreto, en los que su estabilidad depende solamente de su propio peso (*muros de gravedad*), *en cuya cara libre no existe ningún soporte que impida o restrinja el desplazamiento.* En tales condiciones, la fuerza de empuje lateral del suelo produce un desplazamiento de traslación paralelo, y el momento de volteo de esta fuerza respecto a un eje horizontal que pasa por el talón del muro lo hace girar sobre su base, en el mismo sentido. La suma de ambos movimientos es más que suficiente para *desarrollar el equilibrio plástico del suelo.* En cambio, en las excavaciones ademadas, *al colocar y acuñar, o precargar, los puntales superiores se restringe el desplazamiento de la parte superior del ademe* y, a medida que continúa profundizándose la excavación y se van colocando los puntales intermedios e inferiores, *la parte inferior del ademe se desplaza girando alrededor del punto de apoyo de los puntales superiores.*

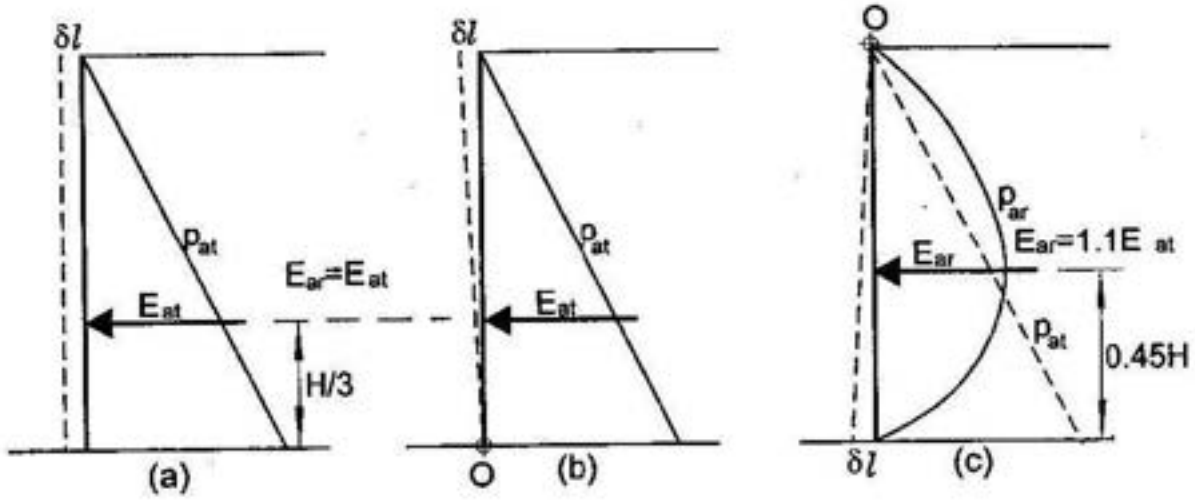


Figura 3-27A. *Influencia del desplazamiento del muro en la distribución de la presión lateral activa*

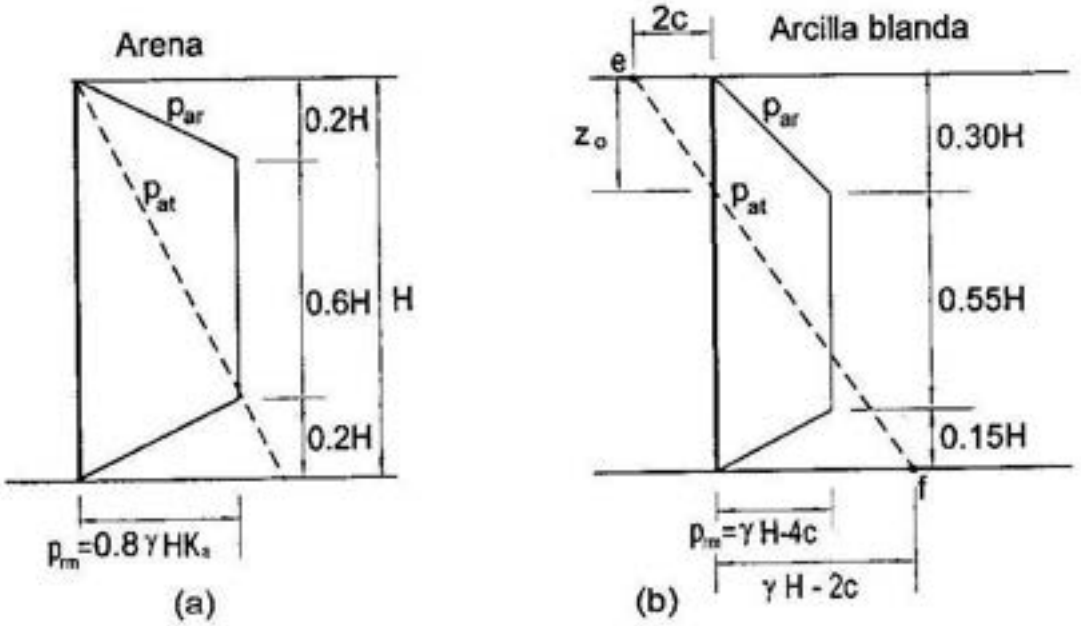


Figura 3-27B.
Diagramas envolventes de presión activa redistribuida (p_{ar}) propuestos por Terzaghi y Peck, para el diseño de ademes en excavaciones profundas

Mediciones experimentales del empuje ejercido por el suelo indican que *si la pared rígida gira desplazándose en su parte inferior una cantidad δl igual al caso anterior, la distribución de la presión sigue una ley curva, semejante a una parábola*, como ilustra la curva en línea continua

del diagrama (c) de la figura *3–27A*. La magnitud del empuje total observado E_{ar}, dado por el área bajo la curva, llega a ser hasta *10% mayor* que la del diagrama triangular teórico de Rankine E_{at}; o sea que: $E_{ar} = 1.1E_{at}$. El punto de aplicación del empuje E_{ar} se encuentra a una altura aproximada de $0.45H$ sobre la base de la pared móvil.

Este tipo de *desplazamiento giratorio respecto a un eje superior* se observa en excavaciones con ademes formados de diversos materiales, *más o menos flexibles*: viguetas de acero con tablones de madera, tablaestacas flexibles de acero o de concreto, o muros de concreto colado en zanjas. *La flexibilidad de los elementos verticales del ademe induce desplazamientos adicionales del suelo en contacto con el ademe*, formando superficies de curvatura variable, dependiendo de la flexibilidad de estos elementos, de la posición de los puntales de apoyo y de la carga aplicada a ellos al ser colocados y acuñados. Tal heterogeneidad de los desplazamientos del sistema de soporte origina *igual heterogeneidad de las curvas de distribución de la presión de la tierra*, lo que hace prácticamente imposible prever su forma por métodos teóricos. Ante esta situación, Terzaghi y Peck[28] propusieron diagramas de presión simplificados, para el diseño de sistemas de soporte temporal de excavaciones ademadas, los cuales *son una envolvente de un buen número de diagramas de presión reales deducidos de mediciones de las cargas en puntales y deformaciones de los ademes.*

Excavaciones ademadas en arenas sin cohesión

En la figura *3–27B, el esquema (a)* muestra el diagrama trapecial de presión simplificado, propuesto por Terzaghi y Peck, para el diseño de ademes de excavaciones en arena sobre el nivel freático. Comparando este diagrama con el teórico de Rankine, es posible dimensionar *el diagrama trapecial envolvente* en función de las propiedades mecánicas del suelo. El diagrama trapecial envolvente, propuesto para el caso de arenas, tiene un ancho $p_{rm} = 0.8K_a\gamma H$; es decir, el *80% de la presión activa máxima de Rankine.* Es de interés observar que el área del diagrama trapecial es 28% mayor que el área del diagrama lineal teórico, lo cual representa un margen que *cubre las posibles variaciones reales de la presión activa, redistribuida por el giro y los desplazamientos irregulares del ademe.* Esta observación puede expresarse por la ecuación:

$$E_r = 1.28\,E_{at} \qquad (3\text{–}25)$$

En la que:

E_r Empuje redistribuido del diagrama trapecial envolvente
E_{at} Empuje activo teórico de Rankine

Excavaciones ademadas en arcillas ($\phi = 0$)

Las mediciones de las cargas de los puntales realizadas por Peck en excavaciones ademadas hechas en las arcillas de Chicago, de consistencia blanda a media, le llevaron a proponer un *diagrama trapecial envolvente de presión lateral redistribuida*, apropiado para el diseño del sistema de soporte en este tipo de suelos. Este diagrama es similar al recomendado anteriormente para las arenas, pero con dimensiones diferentes, como muestra el esquema (b) la figura *3–27B*. El ancho del diagrama (p_{rm}) es una función del peso volumétrico húmedo de la arcilla (γ), de su resistencia no drenada (c_u) y de la profundidad de la excavación (H). Para arcillas blandas, normalmente consolidadas, Peck propuso la siguiente ecuación:

$$p_{rm} = \gamma H - 4c_u \qquad (3\text{–}25b)$$

El empuje total es el área del trapecio:

$$E_r = p_{rm}\ 0.775H \qquad (3\text{–}25c)$$

La recta *ef* muestra, como referencia, el diagrama triangular teórico de Rankine.

Excavaciones ademadas en suelos cohesivo-friccionantes

Considérese ahora el caso más general de un suelo cuya resistencia al corte está constituida por cohesión y fricción entre sus partículas, la cual puede expresarse por la ecuación:

$$s = c + p_n \tan\phi$$

Como ocurre en una arena arcillosa *(SC)* o en un limo arenoso *(ML)* no saturado. En este caso, el diagrama de *presión lateral teórico de Rankine* es el que muestra la figura *3–28a*. El empuje teórico total del suelo sobre el ademe está representado por el área del triángulo *obc*, que corresponde a la zona donde se desarrolla una presión de contacto entre suelo y ademe. Arriba del punto *o* se producen esfuerzos de tensión en el

suelo, pero no existe adherencia entre éste y el ademe que sea capaz de ejercer una fuerza de tracción, por lo cual es aceptable despreciar el triángulo *ado* en el análisis de las fuerzas que actúan sobre el ademe.

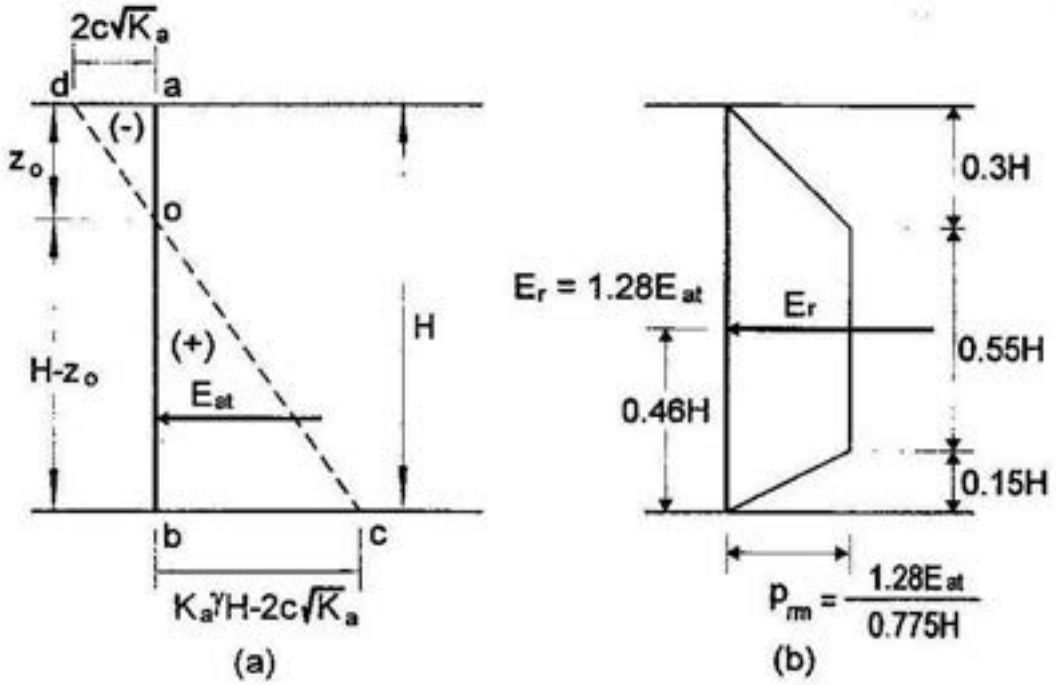


Figura 3-28.
(a) Diagrama teórico de Rankine para suelo cohesivo-friccionante
(b) Diagrama trapecial envolvente de presión redistribuida obtenido de (a)

El valor del empuje activo teórico es el área del triángulo de presiones, *obc* expresada por:

$$E_{at} = 0.5\left(\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}\right)(H - z_o)$$

En la cual: $z_o = \dfrac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$ según la ecuación *(3–15)*

Substituyendo:

$$E_{at} = 0.5\left(\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}\right)\left(H - \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}\right) \qquad (3\text{–}26)$$

El área del diagrama trapecial de presión redistribuida de la figura *3–28b* es la fuerza de empuje redistribuido, cuyo valor es:

$$E_r = 0.775 H p_{rm} \qquad (3\text{–}26a)$$

Por otra parte: $$E_r = 1.28\, E_{at} \qquad (3\text{–}26b)$$

Substituyendo *(3–26) y(3–26a) en (3–26b)* y despejando p_{rm}, se tiene:

$$p_{rm} = \frac{1.28 E_{at}}{0.775 H} \qquad (3\text{–}27)$$

$$p_m = 0.83\left(\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}\right)\left(1 - \frac{2c}{\gamma H \sqrt{K_a}}\right) \qquad (3\text{–}27a)$$

Esta ecuación permite definir el *diagrama trapecial de presión redistribuida* para cualquier caso de *suelo homogéneo*, cuya resistencia al corte pueda variar entre la de una arena sin cohesión *(c = 0)* y una arcilla sin fricción *(ϕ = 0)*, cuando el nivel freático es más profundo que la excavación ademada.

Excavaciones en suelos estratificados

En el caso de una excavación ademada realizada en un depósito de suelos estratificados, el proceso de análisis explicado anteriormente puede usarse como base para definir un *diagrama de presión redistribuida envolvente*, que permita diseñar, razonablemente, el sistema de ademe apropiado para este caso, como ilustra el ejemplo que sigue.

Ejemplo

Se requiere definir *el diagrama trapecial de presión activa redistribuida* para diseñar el ademe de una excavación, con 12 m de profundidad, en un suelo formado por tres estratos diferentes, cuya clasificación, profundidades y propiedades mecánicas muestra la figura *3–29*.

El nivel freático se encuentra a 22m de profundidad. Estas características estratigráficas son comunes en *la Zona de Transición Alta del Valle de México*, la cual se ubica al pie de las montañas que rodean al valle[46]; los espesores y propiedades de los estratos reales pueden variar considerablemente respecto a los supuestos en el presente ejemplo.

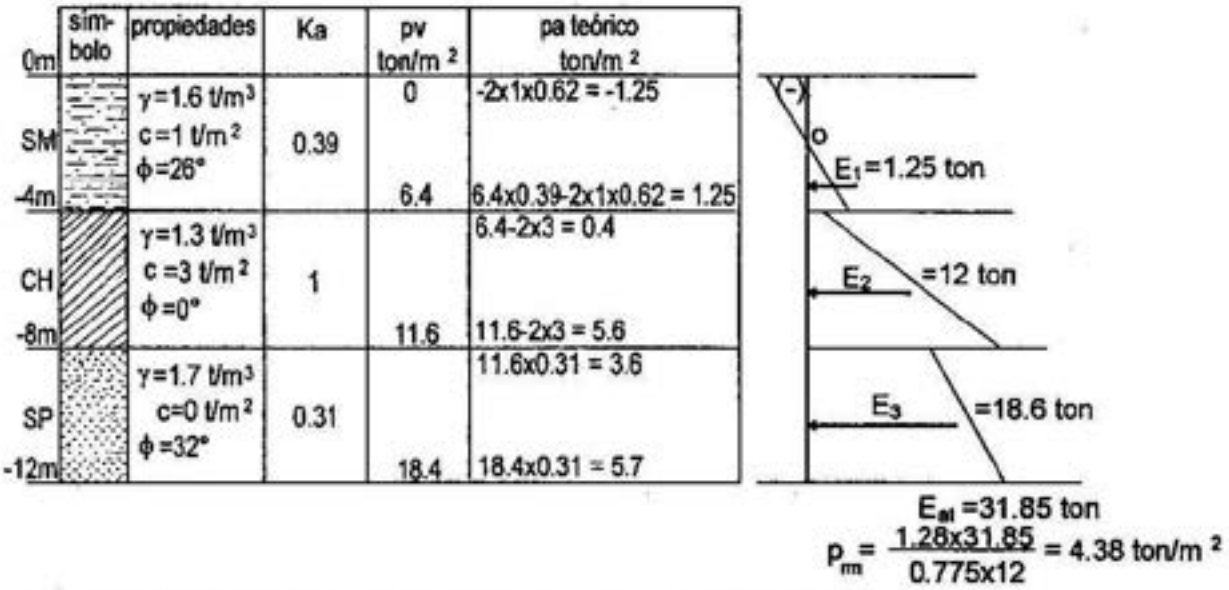


Figura 3-29. Presión activa teórica en un suelo estratificado

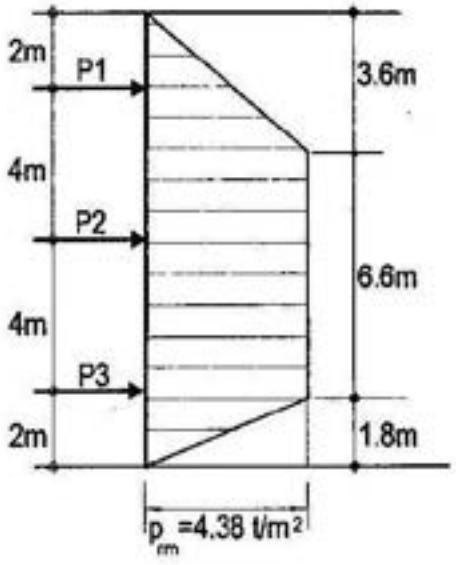


Figura 3-30. Diagrama trapecial de presión lateral redistribuida para el diseño del ademe y los puntales

El proceso de análisis se desarrolla en tres etapas:

1. Cálculo del empuje activo teórico de Rankine producido por cada estrato de suelo, cuya sumatoria es el Empuje teórico total *(E_{at})*.

2. Cálculo de la presión redistribuida máxima (p_{rm}) del diagrama trapecial de presión envolvente.
3. Determinación de la carga para el puntal más cargado (P_2).

Empuje teórico

En cada estrato se calcula, primero, *la presión activa teórica* (p_a) en los puntos correspondiente a los lechos superior e inferior de cada estrato, aplicando la ecuación general de Rankine:

$$p_a = p_v K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

En la figura *3–29* la segunda columna de la tabla contiene el símbolo de la clasificación de cada estrato según el SUCS y los parámetros de las propiedades mecánicas promedio: peso volumétrico natural (γ), cohesión (c) y ángulo de fricción interna (ϕ) de cada suelo, determinados en pruebas triaxiales practicadas en especímenes de suelo inalterados. La tercera columna contiene el valor de $K_a = tan^2(45°-\phi/2)$. En la cuarta columna se presenta la presión vertical total (p_v) en los planos de contacto de cada dos estratos contiguos, debida al peso propio; en este caso no se incluye ninguna carga superficial, pero debe ser considerada cuando exista. Finalmente, la última columna contiene los valores teóricos calculados de p_a. En el extremo derecho de la figura se han dibujado los diagramas de presión activa teórica, individuales para cada estrato, en los que se incluye el valor de la fuerza de empuje ($E_{1,2,3,}$) correspondiente a cada uno de ellos, cuya sumatoria da el empuje teórico total:

$$E_{at} = 31.85\ ton/ml$$

Redistribución del empuje teórico

El área total del diagrama trapecial de presión redistribuida vale:

$$E_r = 1.28 \times 31.85 = 40.8\ ton/ml \quad \textit{(ecuación 3–26b)}$$

La presión máxima redistribuida:

$$p_{rm} = 40.8/0.775 \times 12 = 4.38\ ton/m^2 \quad \textit{(ecuación 3–27)}$$

Este valor es el ancho del diagrama trapecial de presión redistribuida que muestra la figura *3-30,* donde se indica la posición de tres niveles de puntales.

Carga en el puntal central, P_2.

Suponiendo una separación horizontal de los puntales de 3 m, la carga tributaria de un puntal central será:

$$P_2 = 3 \times 4 \times 4.38 = 52.6 \text{ ton}$$

De igual manera se determinan las cargas de los puntales 1 y 3, considerando las áreas tributarias respectivas del diagrama trapecial de presiones; sin embargo, es común en la práctica diseñar todos los puntales iguales, con la máxima carga, para que puedan ser colocados en cualquier posición y, con ello, evitar posibles confusiones en el trabajo.

Colocación de puntales con precarga.

Al colocar cada puntal es conveniente aplicarle una carga previa contra el ademe, igual a la carga de diseño *(52.6 ton en este caso),* antes de colocar las cuñas. En puntales de acero es fácil y práctico instalarles en un extremo un tornillo de ajuste en substitución de las cuñas.

La colocación de los puntales con precarga ha sido una práctica cotidiana en las excavaciones para la construcción del ferrocarril subterráneo (Metro) de la Ciudad de México, desde 1967, así como en excavaciones para cimentación hasta 14 m de profundidad, con excelentes resultados en el comportamiento de los ademes formados por muros de concreto colado en zanjas o por tablaestacas de concreto hincadas, en cuyo diseño se siguió un criterio basado en los conceptos de *presión redistribuida y aplicación de precarga a los puntales,* expuestos en este capítulo. En todos los casos reales en los que se ha seguido este criterio se ha observado que *la precarga de los puntales disminuye considerablemente la magnitud de los asentamientos de la superficie aledaña a la excavación como consecuencia de la restricción a los desplazamientos horizontales del suelo impuesta por los puntales precargados.*

Finalmente, es necesario señalar que en el diseño estructural de los puntales debe incluirse el efecto de deformaciones por cambios de temperatura que inducen cargas adicionales, mismas que pueden ser una fracción significativa de la carga ejercida por el suelo.

Capítulo 3-5 478

Falla del fondo por esfuerzos cortantes..... 478

Mecanismo de falla.....478

Influencia del ancho de la excavación y el espesor del estrato de arcilla en las dimensiones del mecanismo de falla del fondo..... *481*

Muros o tablaestacas con pata 482

Resistencia estructural del muro, en flexión..... *482*

Fricción entre el muro y el suelo..... *484*

Ejemplo: 486

Factor de seguridad recomendable.....488

Capítulo 3-5

Falla del fondo por esfuerzos cortantes

Mecanismo de falla

La falla del fondo de excavaciones profundas ademadas, en arcillas blandas y saturadas, se manifiesta como un levantamiento brusco del fondo simultáneamente con el hundimiento repentino de la superficie del terreno aledaño a la excavación y, finalmente, el colapso de la estructura de soporte lateral. Para analizar la condición crítica en la que ocurre este tipo de falla, Terzaghi[18] propuso un mecanismo que se muestra en la figura 3-31, la cual presenta la sección transversal de una excavación ademada, de profundidad H. La longitud L de la excavación y espesor Z del estrato de arcilla se consideran, hipotéticamente, infinitos.

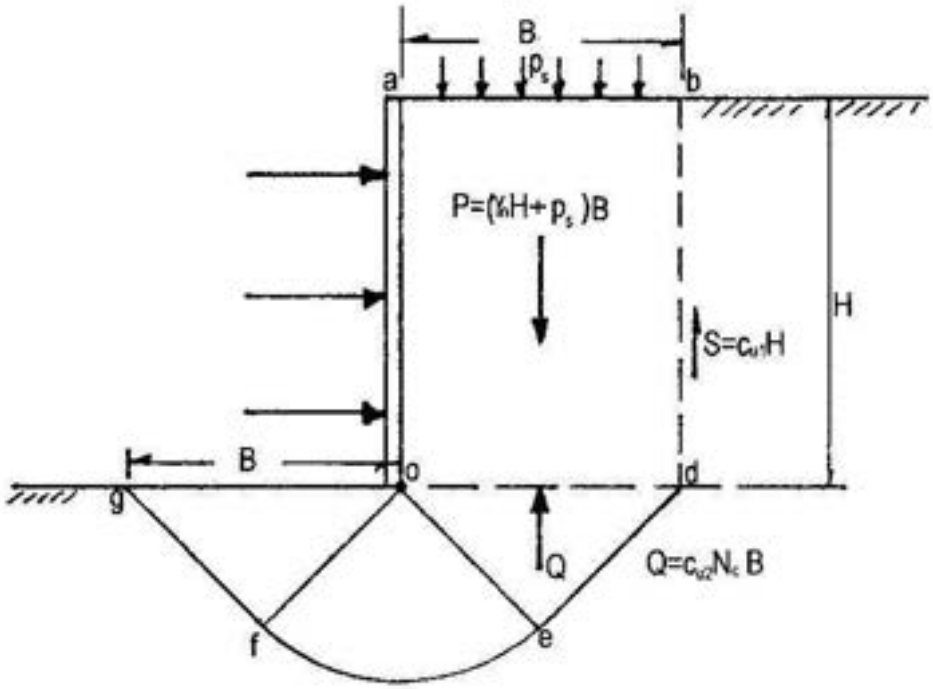


Figura 3-31.
Mecanismo de Terzaghi-Prandtl para la falla del fondo de excavaciones ademadas en arcilla saturada, con longitud, ancho y profundidad infinitos

El mecanismo de falla está formado por un prisma rectangular de suelo *abdo*, de ancho B y longitud unitaria $L = 1\ m$, cuyo peso, $P = \gamma_n HB$, descansa sobre un mecanismo de capacidad de carga, *defg*, semejante al mecanismo de Prandtl[18] para una zapata de longitud infinita, desplantada en la superficie de un depósito de arcilla saturada y homogénea. La zapata tiende a deslizar hacia el interior de la excavación, bajo la acción del peso del prisma rectangular P, desarrollando, sobre el plano *do*, una reacción vertical ascendente igual a la capacidad de carga Q de la zapata. En este proceso, el plano *go* sufre un desplazamiento ascendente, mientras el *do* se desplaza hacia abajo, haciendo descender al prisma P y desarrollando una fuerza cortante vertical S, sobre el plano *bd*, la cual, junto con la reacción Q, se opone al deslizamiento del prisma P. El factor de seguridad, FS_b, contra la falla de todo el *mecanismo bidimensional* de Terzaghi–Prandtl, se expresa por la relación entre los momentos, respecto al eje que pasa por el punto *o*, de las fuerzas resistentes, M_r, que se oponen al deslizamiento, y el de las fuerzas actuantes, M_a, que tienden a producirlo; esta relación está dada por la siguiente ecuación:

$$FS_b = \frac{M_r}{M_a} = \frac{M_Q + M_S}{M_P} = \frac{0.5QB + SB}{0.5PB} = \frac{Q + 2S}{P} \qquad (3\text{–}27)$$

Expresando las fuerzas en términos de esfuerzos, se tiene:

$Q = q_u B$ siendo $q_u = c_{u2} N_c$, la capacidad de carga de la zapata
$S = c_{u1} H$ es la fuerza cortante en el plano vertical *bd*
$P = \gamma_n HB$ es el peso del prisma P por unidad de longitud

En estas expresiones:

c_{u1} resistencia media al corte, no drenada, en el plano *bd*
c_{u2} resistencia media al corte, en la superficie *defg*
$N_c = (\pi + 2) = 5.14$ factor de capacidad de carga de Prandtl
γ_n peso volumétrico natural de la arcilla
p_s carga superficial unitaria

Substituyendo en la ecuación anterior y simplificando:

$$FS_b = \frac{5.14c_{u2} + 2c_{u1}\dfrac{H}{B}}{\gamma_n H + p_s} \qquad (3\text{–}27a)$$

Esta forma de la ecuación permite tomar en cuenta la variación de la resistencia al corte de la arcilla con la profundidad, cuando se tienen variaciones significativas. Frecuentemente, se considera un valor promedio general cuando las diferencias en la resistencia no son mayores de 10% del promedio c_u. Esto equivale a considerar que se tiene una arcilla razonablemente homogénea, dentro de la profundidad involucrada en el mecanismo analizado. Si este fuera el caso, la ecuación anterior se puede simplificar considerando que: $c_{u1} = c_{u2} = c_u$,

$$FS_b = \frac{5.14\left(1+0.389\frac{H}{B}\right)c_u}{\gamma_m H + p_s} \qquad (3\text{–}27b)$$

En esta forma de la ecuación se aprecia que el término $5.14c_u$ representa la capacidad de carga de la zapata desplantada en la superficie del terreno, determinada por Prandtl, mientras que el término dentro del paréntesis es un factor que representa el efecto de la relación entre la profundidad H de la excavación y el ancho B del mecanismo de falla. Es oportuno observar ahora que, en la deducción de esta ecuación se supone que la resistencia del suelo en el plano vertical bd se desarrolla en toda la altura H, lo cual no parece coincidir con la observación de fallas reales en las arcillas blandas de Londres, realizada por Skempton.

En 1951, Skempton[26] estudió experimentalmente el comportamiento de zapatas rectangulares en las arcillas de Londres para determinar la influencia de la profundidad del desplante H y de la longitud de la zapata L sobre la capacidad de carga (Ver Capítulo 2–2); estos estudios le llevaron a proponer la siguiente expresión para el factor profundidad:

$$\left(1+0.2\frac{H}{B}\right)$$

Cambiando esta expresión en la ecuación *(3–27)* se obtiene:

$$FS_b = \frac{5.14\left(1+0.2\frac{H}{B}\right)c_u}{\gamma_m H + p_s} \qquad (3\text{–}27c)$$

Por otra parte, para tomar en cuenta la influencia de la longitud finita L de una zapata rectangular, propuso otro factor que tiene una forma semejante:

$$\left(1+0.2\frac{B}{L}\right)$$

Agregando esta expresión a la ecuación *(3–27c)* se obtiene la siguiente ecuación para el factor de seguridad de una excavación tridimensional:

$$FS_t = \frac{5.14\left(1+0.2\frac{H}{B}\right)\left(1+0.2\frac{B}{L}\right)c_u}{\gamma_s H + p_s} \qquad (3\text{–}28)$$

Esta ecuación es aplicable dentro de los siguientes límites:

$$H/B \leq 2.5, \qquad B/L \leq 1$$

Para valores mayores, en ambos casos, estas relaciones permanecen constantes. Por otra parte, cuando la longitud de la excavación es mayor de *4B*, su influencia en la estabilidad del fondo es despreciable; por tanto, para $B/L < 0.25$, esta relación se considera nula.

Influencia del ancho de la excavación y el espesor del estrato de arcilla en las dimensiones del mecanismo de falla del fondo

El mecanismo de la falla del fondo considerado en el modelo de la figura *3–31* supone que el ancho de la excavación B_e y el espesor del estrato Z son infinitos. Tal hipótesis no existe en la práctica, lo que implica que debe tenerse en cuenta la influencia de los límites reales de estos dos factores en el valor del ancho B considerado en el mecanismo de falla.

La figura *3-32a* considera el caso en el que el espesor Z está limitado por una frontera rígida, que puede ser roca o un suelo de mayor resistencia al corte que la arcilla; en tal caso, el ancho máximo B del mecanismo de falla vale:

$$B = 1.41Z$$

Si el ancho de la excavación es $Be<1.41Z$, como se observa en la figura *3–32b*, el ancho del mecanismo de falla será igual que el de la excavación:

$$B = B_e$$

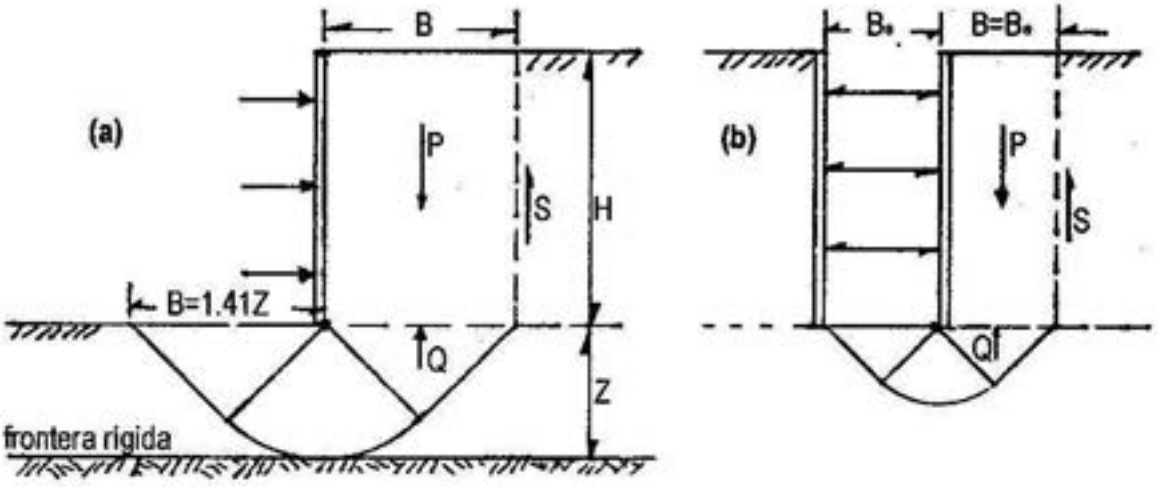


Figura 3–32. Ancho del mecanismo de falla del fondo limitado por:
(a) una frontera rígida a profundidad finita Z
(b) ancho finito de la excavación

Muros o tablaestacas con pata

En excavaciones profundas, es común el uso de muros de concreto colado en el lugar o de tablaestacas de concreto, de acero o de madera, cuyo extremo inferior *(pata)* se instala hasta alguna profundidad bajo el nivel del fondo de la excavación, antes de iniciar los trabajos de extracción de la tierra. Esta práctica tiene el propósito de aumentar el factor de seguridad ante falla de la pata. La rigidez estructural del muro introduce dos acciones favorables al equilibrio del mecanismo de falla del suelo en el que se empotra la pata: una es producida por el momento resistente del muro y la otra por la fricción que se desarrolla entre el muro y el suelo, como se ilustra en la figura *3–33*.

Resistencia estructural del muro, en flexión

El proceso de colocación de los puntales de una excavación ademada se desarrolla en varias etapas, cada una de las cuales alcanza una profundidad de unos 30 a 50 cm por debajo de cada nivel de apuntalamiento. Al colocar los puntales de cada etapa y aplicarles una precarga controlada mediante un gato hidráulico, se induce *un momento*

flexionante en la sección horizontal del muro ubicada al nivel de los puntales. Para explicar con mayor detalle la acción favorable de este momento, considérese la colocación de los puntales precargados del nivel inferior indicado en la figura *3-33.* La precarga aplicada genera un incremento medio de presión horizontal p_{em} en el suelo que está en contacto con la cara exterior del muro, cuyo momento flexionante, respecto al punto de aplicación de los puntales, M, debe ser soportado por el momento resistente del muro, M_r. El momento flexionante máximo no debe exceder al momento resistente del muro M_r. Considerando, de manera simplista, que el incremento de presión p_{em}, se distribuye uniformemente a lo largo de la altura h_m, su valor máximo se expresa por:

$$p_{em} = \frac{2M_r}{h_m^2} \qquad (3\text{–}29a)$$

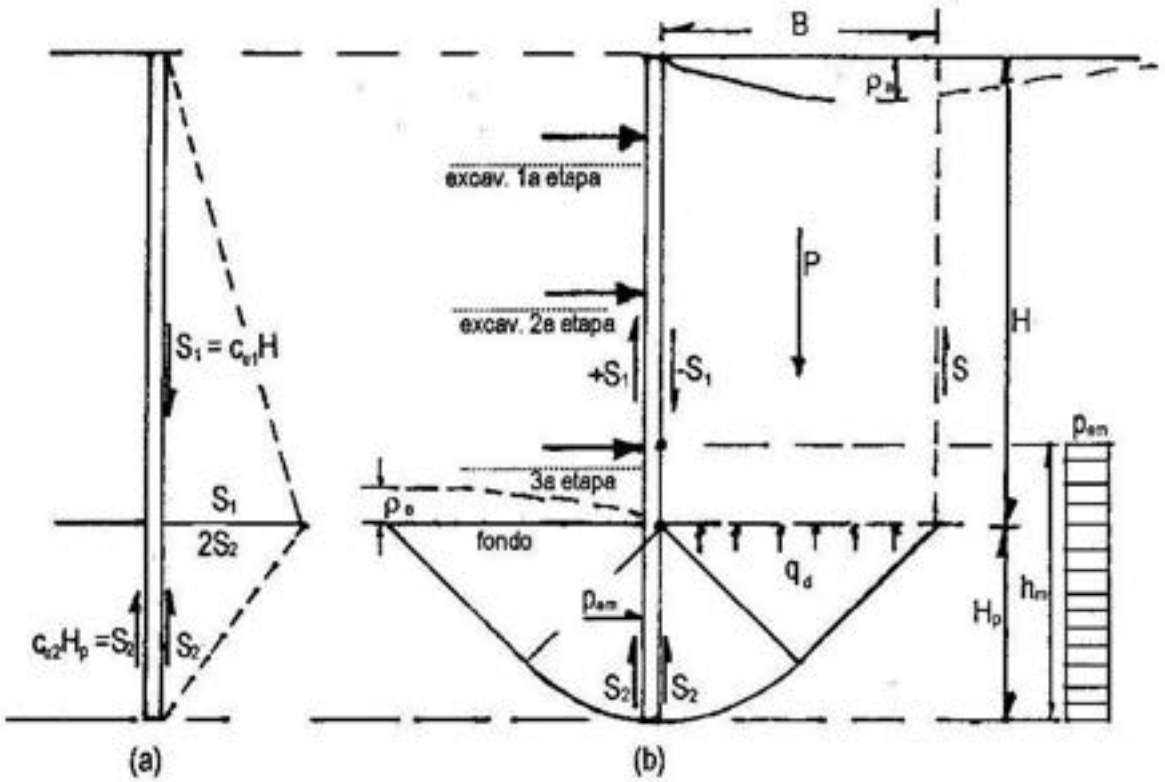


Figura 3-33

(a) Influencia de la fricción entre muro y suelo en la estabilidad del fondo
(b) influencia de la resistencia estructural del muro

Este incremento de presión p_{em}, generado por el desplazamiento del muro contra el suelo exterior, actúa en el mismo sentido que el empuje pasivo de la pata, por lo cual su momento debe agregarse al del empuje pasivo p_p para determinar el factor de seguridad.

Es una práctica común reforzar los muros o tablaestacas de concreto con dos parrillas iguales de barras de acero, una en cada cara, que representa un porcentaje de acero en tensión *p, del orden de 1% o menor*; por lo tanto, resultan losas subreforzadas en las que el momento resistente M_r, depende de la fuerza resistente admisible del acero en tensión $(A_s\ F_R\ f_y)$, y la separación entre las parrillas de refuerzo $(h-2r)$, siendo r el recubrimiento (5cm en tablaestacas y 7,5 cm en muros). En estas condiciones, el momento resistente admisible se expresa por la siguiente ecuación:

$$M_r = A_s\ F_R\ f_y (h-2r) \qquad (3\text{–}29b)$$

Donde:

- M_r Momento resistente admisible, *en ton-m*
- A_s Area de acero, *por metro lineal*, en la cara en tensión de la sección M, *en* cm^2
- F_R Factor de reducción de resistencia *(considerado = 0.7)*
- f_y Límite elástico del acero, $(4.2\ ton/cm^2)$
- h Espesor de la sección de concreto, *en m*
- r Recubrimiento del acero, *en m*

Fricción entre el muro y el suelo

A medida que la excavación avanza, crece el desequilibrio entre el exterior y el interior de ésta, generando un asentamiento ρ_a, de la superficie exterior colindante y una expansión ρ_e, del fondo de la excavación, como se ilustra en la figura *3–33b*. Al descender el prisma de suelo P desarrolla una fuerza friccionante negativa $-S_1$, sobre la cara exterior del muro, transfiriéndole una carga que lo hace descender, y la pata penetra en el suelo en que se empotra, desarrollando así una reacción formada por fuerzas friccionantes positivas $+S_2$, en cada una de sus caras, las cuales deben equilibrar a $-S_1$, transferida a la parte superior del muro. El desarrollo de estas fuerzas friccionantes, tanto positivas como negativas, requiere solamente de un pequeño desplazamiento relativo entre el suelo y el muro, del orden de un milímetro por metro de longitud friccionante; este hecho se observa en las pruebas de carga de pilotes de fricción. Por otra parte, también se desarrolla la reacción de la punta Q_p, cuya magnitud es pequeña en comparación con las fuerzas friccionantes, cuando la punta se apoya en la misma arcilla; para que se desarrolle Q_p en su totalidad se necesita un desplazamiento del muro relativamente mayor que el de las fuerzas friccionantes. Por ambas razones, esta fuerza se considera despreciable.

un desplazamiento del muro relativamente mayor que el de las fuerzas friccionantes. Por ambas razones, esta fuerza se considera despreciable.

Cualquiera que sea la magnitud de la fuerza $-S_1$, su presencia resulta favorable a la estabilidad del mecanismo de falla; porque, esta fuerza descendente genera una reacción ascendente del muro $+S_1$, que actúa sobre la cara del prisma de suelo P, que está en contacto con el muro, contrarrestando así parte del peso del prisma y disminuyendo la presión vertical ejercida por éste sobre el mecanismo de zapata en que se apoya.

La figura *3-33a* muestra el diagrama de transferencia de carga del suelo al muro; este diagrama permite analizar la relación entre las fuerzas friccionantes y su magnitud. La fricción negativa $-S_1$ debe ser equilibrada por las fuerzas de fricción positiva $+2S_2$. De esta manera, el máximo valor de $-S_1$ estará limitado por el menor de los siguientes dos valores:

$$S_1 = c_{u1}\, H, \qquad o \qquad 2S_2 = 2\, c_{u2}\, H_p$$

Cuando ambos valores sean iguales, se tendrá el máximo valor posible S_{1max}, y la profundidad máxima H_{pmax}, necesaria para que la pata alcance la condición de equilibrio que se expresa por la siguiente igualdad:

$$S_{1max} = c_{u1}\, H = 2c_{u2}\, H_{pmax}$$

De donde:

$$H_{p\max} = \frac{H\, c_{u1}}{2\, c_{u2}} \qquad (3\text{-}30a)$$

Si se tiene un depósito de arcilla homogénea:

$$c_{u1} = c_{u2} = c_u \qquad y \qquad H_{p\max} = \frac{H}{2} \qquad (3\text{-}30b)$$

Esta expresión justifica la receta empírica que recomienda que, en arcillas, la longitud de la pata no debe ser mayor que *1/2* de la profundidad de la excavación, ya que una longitud mayor no produciría ningún incremento de la fuerza friccionante S_1. Por lo tanto, para cualquier valor de $H_p<H_{pmax}$, definido por la ecuación *(3-30a)*, el valor de S_1 estará limitado por la longitud de H_p, y se tendrá:

$$S_1 = 2c_{u2}\, H_p \qquad (3\text{-}30c)$$

La presión media ascendente p_{s1}, generada por la reacción positiva del muro $+S_1$, sobre el prisma de suelo, será entonces:

$$p_{s1} = \frac{S_1}{B} = \frac{2c_{u2}H_p}{B} \qquad (3\text{–}30d)$$

Agregando las presiones p_{s1} y p_{em}, dadas por las ecuaciones *(3–30d)* y *(3–29a)*, al numerador de la ecuación *(3–27c)*, se obtiene el factor de seguridad bidimensional que incluye: los efecto de la fricción en el muro y de la resistencia estructural de la pata, para valores de $H_p \leq H_{pmax}$.

$$FS_b = \frac{5.14\left(1+0.2\frac{H}{B}\right)c_u + 2c_{u2}\frac{H_p}{B} + \frac{2M_r}{h_m^2}}{\gamma_n H + p_s} \qquad (3\text{–}32a)$$

Agregando a la ecuación *(3–28)* los efectos de la fricción y de la rigidez de la pata, se obtiene el factor de seguridad para el caso tridimensional.

$$FS_t = \frac{5.14\left(1+0.2\frac{B}{L}\right)\left(1+0.2\frac{H}{B}\right)c_u + 2c_{u2}\frac{H_p}{B} + \frac{2M_r}{h_m^2}}{\gamma_n H + p_s} \qquad (3\text{–}32b)$$

En el numerador de esta ecuación se aprecia, claramente, la contribución de la pata, representada por el segundo y tercer términos, mientras que, el primer término corresponde a la contribución del mecanismo sin pata.

Ejemplo:

La figura *3–34* muestra la aplicación de la ecuación *(3–32a)* a una excavación con profundidad $H=12m$, soportada lateralmente por un muro de concreto cuya altura total es de 17m; es decir que, la longitud de la pata $H_p = 5m < 0.5H$. La longitud de la excavación es mayor de 4 veces el ancho del mecanismo de falla de la pata; por tanto *se debe considerar como caso bidimensional, dado por la ecuación (3–32a).*

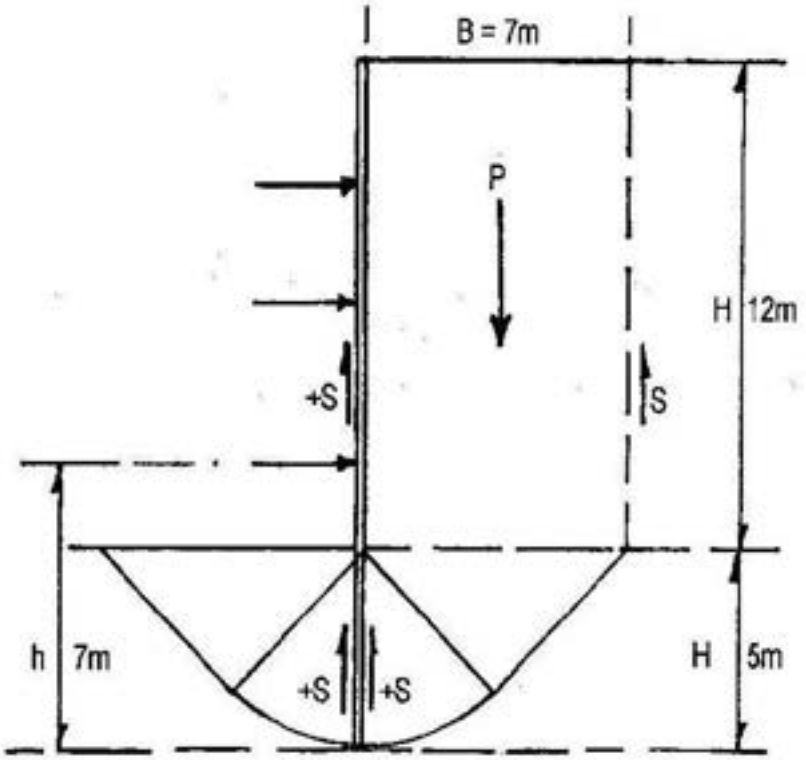


Figura 3-34
Excavación en arcilla saturada soportada por muro de concreto con pata

Datos complementarios:

$c_{u1} = 3\ ton/m^2$, $c_{u2} = 3.5\ ton/m^2$, $c_u = 3.25\ ton/m^2$
$H_p = 5m$, $B = 1.41H_p = 7m$, $\gamma H + p_s = 18.4\ ton/m^2$

Datos del muro:

Espesor $h=0.6m$, $r=0.075m$, $f'_c=250\ k/cm^2$,
$A_s = 60\ cm^2$, $f_y=4.2\ ton/cm2$

De la ecuación (3–29b):

$$M_r = 60\times0.7\times4.2(0.60-2\times0.075) = 79.4\ ton\text{-}m.$$

Substituyendo en *(3–32a), incluyendo la pata:*

$$FS_b = \frac{5.14\left(1+0.2\frac{12}{7}\right)3.25+2\times3.5\frac{5}{7}+\frac{2\times79.4}{7^2}}{18.4} = 1.67 \qquad (aceptable)$$

Si el muro no tuviera pata:

$$FS_b = \frac{5.14(1+0.2\times 12/7)3.25}{18.4} = 1.22 \qquad \textit{(inaceptable)}$$

Se observa que, el factor de seguridad bidimensional, incluyendo el efecto de la pata, es de *1.69*, el cual resulta *aceptable,* mientras que la comparación con el caso hipotético en el que se hubiera suprimido la pata daría un factor de seguridad de *1.22,* que resultaría *inaceptable.*

Es de interés comparar el caso tridimensional, *limitando la longitud de la excavación a* $L = 7m$, *y manteniendo la longitud de la pata.*

Aplicando la ecuación *(3–32b)* se obtiene:

$$FS_{tp} = \frac{5.14\left(1+0.2\frac{12}{7}\right)\left(1+0.2\frac{7}{7}\right)3.25 + 2\times 3.5\frac{5}{7} + \frac{2\times 79.4}{49}}{18.4} = 1.91$$

Este ejemplo muestra las posibilidades de aumentar el factor de seguridad de la pata, *manejando adecuadamente las dimensiones del ancho y longitud del área excavada, la profundidad de la pata y su resistencia estructural.*

Factor de seguridad recomendable

En la práctica de las excavaciones profundas para cimentaciones de edificios, así como para las estructuras subterráneas del METRO en la Ciudad de México, se ha comprobado que el valor mínimo recomendable del factor de seguridad contra falla del fondo, determinado por el procedimiento antes descrito, depende del tiempo que el fondo de la excavación permanece abierto, *sin carga y sin inundación.* Este hecho está relacionado con dos factores que afectan a la resistencia al corte de las arcillas blandas a través del tiempo, que son:

- La *velocidad de la deformación* de las paredes y el fondo de la excavación disminuye con el tiempo que el fondo permanece descargado, por lo cual la resistencia al corte de la arcilla disminuye respecto a su valor determinado en la prueba triaxial no drenada, en

la que el volumen se mantiene constante y la velocidad de la deformación es mayor que la que ocurre en el campo.

- La expansión volumétrica de la arcilla subyacente al fondo es función del tiempo que permanece descargada y va acompañada de *absorción de agua* y de la consiguiente disminución de la resistencia al corte.

Teniendo en cuenta estos fenómenos que hacen disminuir el factor de seguridad de la excavación a través del tiempo y basándose en la observación del comportamiento de excavaciones para cimentaciones de edificios y del Metro subterráneo, en las arcillas de la Ciudad de México, se recomiendan enseguida algunos valores del factor de seguridad, aplicables según el tiempo de exposición del fondo a la descarga.

- Si el peso de la tierra desalojada en la última etapa de la excavación se substituye por la losa del fondo y parte de la estructura de cimentación *en el mismo día en que se termina la excavación, puede ser aceptable un factor de seguridad de 1.4.*
- Si el tiempo de exposición del fondo sin carga *es menor de 15 días, el mínimo factor de seguridad recomendable es de 1.5.*
- Para un tiempo de exposición sin carga, *menor de 45 días,* es recomendable *un mínimo de 1.6 para el factor de seguridad.*
- Si el tiempo de exposición del fondo a la descarga es *menor de 90 días, es recomendable un factor de seguridad no menor de 1.7.*
- Para un tiempo de exposición *hasta de 180 días, es conveniente un factor de seguridad no menor de 1.8.*
- Si el fondo de la excavación debe permanecer descargado *más de 180 días, es necesario disponer de un factor de seguridad no menor de 2.* Sin embargo, aun cuando este factor de seguridad sea adecuado para la estabilidad del fondo, debe tenerse presente que los asentamientos de la superficie del terreno adyacente son función del tiempo que la excavación permanece abierta, con el nivel freático abatido; por tal razón, la ejecución de excavaciones profundas en arcillas blandas deben ser planeadas para realizarlas *en el menor tiempo posible, dentro de la seguridad contra falla del fondo y con el menor asentamiento posible de las colindancias, con el fin de evitar daños a construcciones o instalaciones adyacentes.* En el *capítulo 3–7* se describen algunos criterios prácticos para diseñar el procedimiento de una excavación profunda en arcilla saturada.

Capítulo 3-6 492

Control de expansiones del fondo 492
Componentes de la expansión 494
Análisis de las expansiones del fondo en una excavación 495
Descarga del suelo 496
Abatimiento del nivel freático 496
Cálculo de la magnitud de las expansiones 496
Expansión inmediata ρ_i 496
Expansión volumétrica lenta ρ_l 499
Relación entre decremento de presión, expansión y tiempo 499
Procedimiento para la prueba de expansión volumétrica 501
Proceso de recompresión *501*
Proceso de expansión *501*
Análisis de los resultados de la prueba *502*
Módulo de expansibilidad volumétrica m_e *503*
Coeficiente de expansión–tiempo C_e *503*
Influencia de la presión de preconsolidación *504*
Módulo de expansibilidad volumétrica m_e 505
Análisis de las gráficas de expansibilidad $(p'_d - \varepsilon)$ *506*
Ejemplo 507
Tabla 3–6–2.-Cálculo de expansiones 510
Influencia de la presión de preconsolidación *512*
Distribución de esfuerzos bajo el fondo de una excavación 512
Ejemplo 513
Decremento de presión intergranular p'_{dz} *514*
Presión intergranular inicial p'_{oz} *514*
Presión intergranular final p'_{ez} *515*
Presión total final p_{ez} *515*
Presión final en el agua de los poros u_{ez} *516*

Cálculo de expansiones por excavación en un depósito de arcilla estratificada 518
Expansión elástica inmediata 520
Expansión volumétrica lenta en 180 días 520
Expansión total en 180 días:..... 524
Asentamiento final por recuperación de expansiones: . 524
Reducción de la expansión..... 525
Abatimiento del nivel freático en depósitos de arcilla. 525
Abatimiento electrosmótico 526
Experiencias en el Valle de México 527
Ejemplo ilustrativo..... 529
Instalación del sistema de bombeo.....533
Pozos cátodo..... 533
Electrodos positivos 533
Cálculo del asentamiento por abatimiento previo ρ_a 533
Consolidación electrosmótica 534
Cálculo del asentamiento por capas..... 537
Consolidación hidrodinámica 538
Conclusión:..... 539

Capítulo 3-6

Control de expansiones del fondo

En la experiencia mexicana es bien conocida la presencia de grandes expansiones del fondo de excavaciones profundas en las arcillas lacustres del Valle de México, causadas por la descarga del suelo que se encuentra bajo el fondo. Aunque este fenómeno se presenta en todo tipo de suelos, su magnitud suele pasar inadvertida en los suelos no plásticos de estructura compacta, propios de las *zonas de transición y lomas* del Valle de México; en cambio, en la *zona de los depósitos lacustres de arcillas blandas, altamente compresibles y expansibles* adquiere gran magnitud que se advierte a simple vista en el comportamiento de las cimentaciones *compensadas*, en las que se observan *grandes asentamientos causados por la recuperación de las expansiones* generadas durante el proceso de ejecución de la excavación y el colado del cajón de cimentación. De aquí deriva la necesidad de ejecutar las excavaciones siguiendo un procedimiento constructivo que reduzca la expansión del fondo a valores tolerables para las estructuras y sus colindancias.

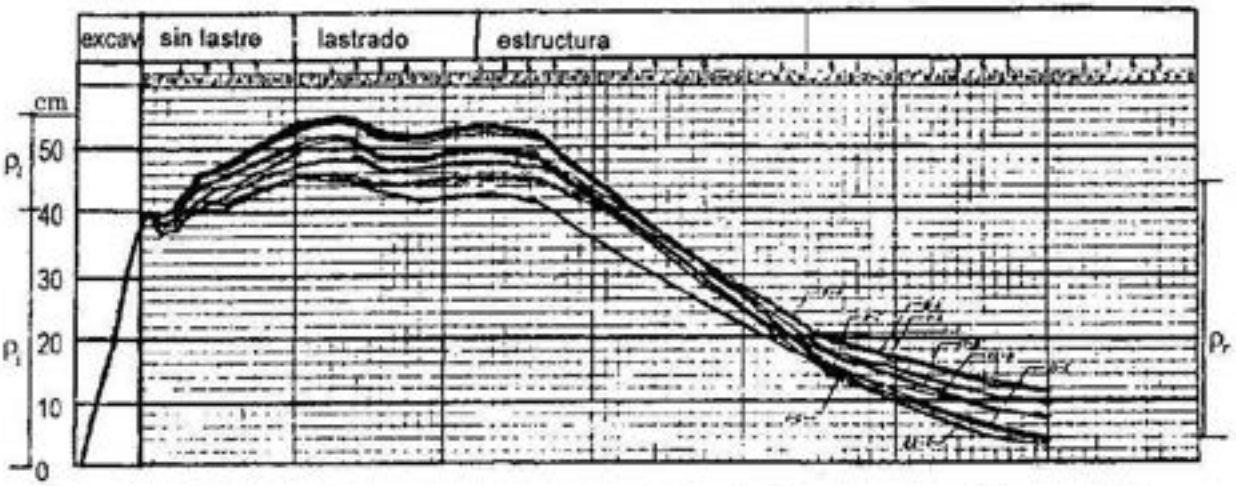


Figura 3-35. Expansiones y asentamientos del fondo de una excavación en arcillas del Valle de México, abatiendo el NAF por bombeo de achique

La gráfica de la figura *3-35* muestra el desarrollo de las expansiones y asentamientos medidos durante la construcción de un edificio cimentado en un cajón de concreto *totalmente compensado, apoyado en los depósitos de arcilla lacustre el cual, en teoría, no debería haber sufrido asentamientos.* El cajón fue construido en una excavación de sección trapecial, con 6 m de profundidad y taludes perimetrales de 1.5 :1; el ancho de la

base fue de 12 m y la longitud de 45 m; el nivel del agua freática en el interior del área excavada se fue abatiendo, desde 1.5 m de profundidad, *por bombeo de achique*, a medida que avanzaban los trabajos de excavación. Al terminar el colado del cajón de cimentación y el relleno perimetral de los taludes de la excavación, la expansión máxima del fondo había alcanzado 42 cm, y 8 meses después 54 cm. Enseguida se colocó un lastre de agua de 3 m de tirante en el interior del cajón, para impedir su flotación al suspender el bombeo de achique; la aplicación del lastre detuvo el proceso de expansión lenta de la arcilla. La construcción de la estructura fue aplazada en este momento, permaneciendo descargada la cimentación durante 15 meses, período en el cual la expansión máxima producida durante la construcción permaneció prácticamente constante, hasta la reanudación de los trabajos de construcción de la estructura y la terminación de los acabados del edificio. En cuanto se comenzó a aplicar la carga de la estructura se inició *el proceso de recuperación de las expansiones*, que duró más de 3.5 años. Se observa un asentamiento máximo de 50 cm al centro del cajón de cimentación y un diferencial de 9 cm, entre el centro y los extremos del edificio, a pesar de la rigidez longitudinal del conjunto de cimentación y estructura.

El caso antes mencionado es uno de 12 casos similares (H.Estrada[47]) de cimentaciones compensadas, en el mismo conjunto de edificios, en las que se registraron expansiones hasta de 65 cm; en varios de estos casos se hizo necesario instalar pilotes de control durante la construcción de la superestructura, *para reducir los asentamientos por recuperación de las expansiones.*

Este conjunto de experiencias motivó el estudio del fenómeno de la expansión de las arcillas para determinar sus causas y medir las propiedades de expansibilidad pertinentes, con el fin de proponer criterios para su valuación y prevención. Los estudios de laboratorio y su análisis condujeron a la experimentación de campo, de cuyos resultados se desarrolló un procedimiento constructivo, simple y económico, para reducir la magnitud de las expansiones en excavaciones de grandes áreas en las arcillas expansibles del Valle de México; este procedimiento se explica más adelante, en este mismo capítulo.

A continuación se describen las pruebas de laboratorio y el análisis de sus resultados, los cuales permiten determinar la expansibilidad de las

arcillas y el tiempo en que se desarrollan las expansiones. Para ilustrar la aplicación práctica de estos conceptos a la estimación de la magnitud de las expansiones y la manera de reducirlas a límites aceptables, se incluyen algunos ejercicios prácticos.

Componentes de la expansión

Observando las gráficas de la figura *3–35* se nota claramente la presencia de dos componentes de la expansión del fondo de la excavación:

- La primera parte de la expansión ocurre *simultáneamente con el decremento de la presión vertical total* p_{df}, sobre el plano del fondo, al retirar la tierra excavada; a esta componente se le llama *expansión inmediata* ρ_i. Durante esta etapa, la masa de arcilla que subyace al fondo de la excavación sufre distorsiones en las que el cambio de volumen es despreciable y se comporta como un material elástico confinado al que se le disminuye la presión vertical total.

- Otra parte de la expansión, llamada *expansión lenta* ρ_l, se desarrolla gradualmente a velocidad decreciente en el tiempo y va acompañada de aumento de volumen de la arcilla y de absorción de agua; ambos fenómenos son causados por un decremento gradual de la presión vertical intergranular p'_d, en la masa de suelo ubicada bajo el fondo de la excavación.

- Ambas componentes se suman para dar la *expansión total* ρ_t, lo cual se expresa por la siguiente ecuación:

$$\rho_t = \rho_i + \rho_l \qquad (3\text{–}33)$$

Al construir la estructura, su peso incrementa nuevamente la presión en el fondo, la cual fue previamente eliminada al retirar la tierra excavada, recuperándose así la expansión; este proceso de descargar y volver a cargar el fondo de la excavación se manifiesta en un asentamiento del edificio durante y después de la construcción. Por consiguiente, cuando se construya una cimentación totalmente compensada, *cuyo peso agregado al de la estructura sea igual al de la tierra excavada*, el asentamiento por recuperación ρ_r, será igual a la expansión total previa ρ_t, lo cual se expresa por la siguiente ecuación:

$$\rho_r = \rho_t = \rho_i + \rho_l \qquad (3\text{–}33a)$$

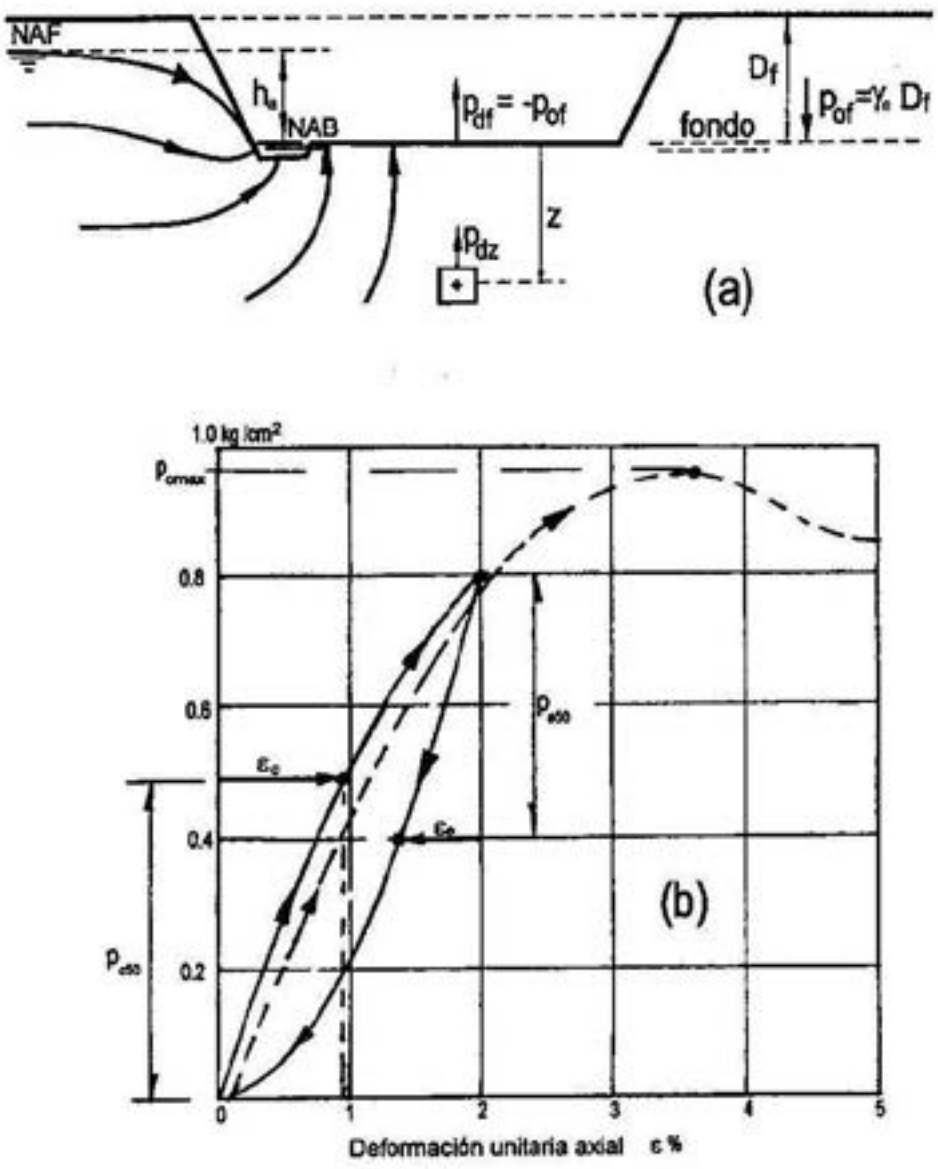


Figura 3–36.
(a) *Descarga del fondo p_{df}, y flujo de agua producidos por la excavación*
(b) *Módulo de Young E_e, en expansión por descarga de arcilla saturada, en prueba triaxial-no-drenada*

Análisis de las expansiones del fondo en una excavación

Tanto la expansión inmediata como la expansión lenta son generadas por deformaciones de la masa de suelo que se encuentra bajo el fondo. Tales deformaciones están asociadas a la alteración del estado natural

de esfuerzos totales e intergranulares en la masa de suelo inducida por dos causas, que ilustra esquemáticamente la figura *3–36a*, éstas son:

- *La descarga del suelo p_{df}, producida por la eliminación del peso de la tierra excavada.*
- *El flujo del agua producido por abatimiento del nivel freático, ya sea por el bombeo de achique desde el interior de la excavación o por el bombeo profundo previo a la excavación.*

Descarga del suelo

La extracción de la tierra excavada elimina la presión vertical total ($p_{df} = \gamma_n D_f$) que el material desalojado ejercía sobre el plano del fondo; esta descarga produce dos efectos en el suelo subyacente al fondo:

- Reduce la presión vertical total inicial p_{oz}, e induce esfuerzos cortantes en la masa de arcilla subyacente al fondo. El decremento de la presión vertical y el incremento de los esfuerzos cortantes generan *deformaciones inmediatas de la arcilla, sin cambio de volumen, que producen expansión inmediata ρ_i, del plano del fondo.*
- Simultáneamente con el decremento de la presión total, se inicia un proceso lento de disminución de la presión intergranular vertical inicial p'_{oz}, acompañado de *absorción de agua y de aumento de volumen del suelo, que se traduce en expansión volumétrica lenta ρ_l, del fondo.*

Abatimiento del nivel freático

El bombeo de achique desde el interior de la excavación abate el nivel freático hasta el fondo, generando flujo del agua hacia el interior. El flujo del agua produce fuerzas de filtración ascendentes, como ilustra la red de flujo de la figura *3–42b*, las cuales inducen esfuerzos ascendentes sobre las partículas de arcilla subyacente al fondo, que *disminuyen la presión intergranular vertical, contribuyendo con ello a la expansión volumétrica de la arcilla.* Debe recordarse que este proceso de expansión volumétrica se inicia en el momento en que se descarga el suelo y continúa expandiéndose a velocidad decreciente, durante varios años.

Cálculo de la magnitud de las expansiones

Expansión inmediata ρ_i

La expansión a volumen constante de la arcilla saturada que se encuentra bajo el fondo se asemeja a la elongación que sufre una probeta de arcilla inalterada en una cámara triaxial de laboratorio, en la que se somete al suelo a la acción de una descarga axial p_e, sin permitir la entrada de agua a la probeta, como ilustra la figura *3–36b*.

El desplazamiento vertical de la probeta de arcilla saturada sometida a prueba triaxial no-drenada, con descarga axial, obedece a un comportamiento casi lineal, semejante a un material elástico, en el que la elongación axial unitaria ε_e, de la probeta es, aproximadamente, proporcional al decremento del esfuerzo vertical total p_{e50}. Durante la ejecución de este tipo de prueba no se permite el ingreso del agua al suelo, por lo cual *la elongación tiene lugar sin cambio de volumen de la probeta*. Este tipo de prueba, de fácil ejecución, no es común en los laboratorios de servicio público, pero puede usarse en su lugar la prueba tradicional de *compresión triaxial no drenada UU;* en la que se incrementa la presión axial, para determinar el módulo de Young,

$$E_{50c} = p_{c50} \,/\, \varepsilon_c$$

como se muestra en la figura *3–36b*

El valor correspondiente de este módulo en prueba de elongación E_{50e} es, en promedio, un 20% mayor que el obtenido incrementando la presión axial:

$$E_{50e} = 1.2\, E_{50c}$$

El comportamiento *casi lineal de la relación esfuerzo-deformación* de la arcilla saturada no-drenada, tanto en pruebas de carga como de descarga, permite aplicar con razonable aproximación métodos analíticos basados en la *teoría de la elasticidad* para calcular la magnitud de la expansión inmediata ρ_i, en un área rectangular descargada. Uno de estos métodos se debe a Egorov [29], y se basa en la siguiente ecuación:

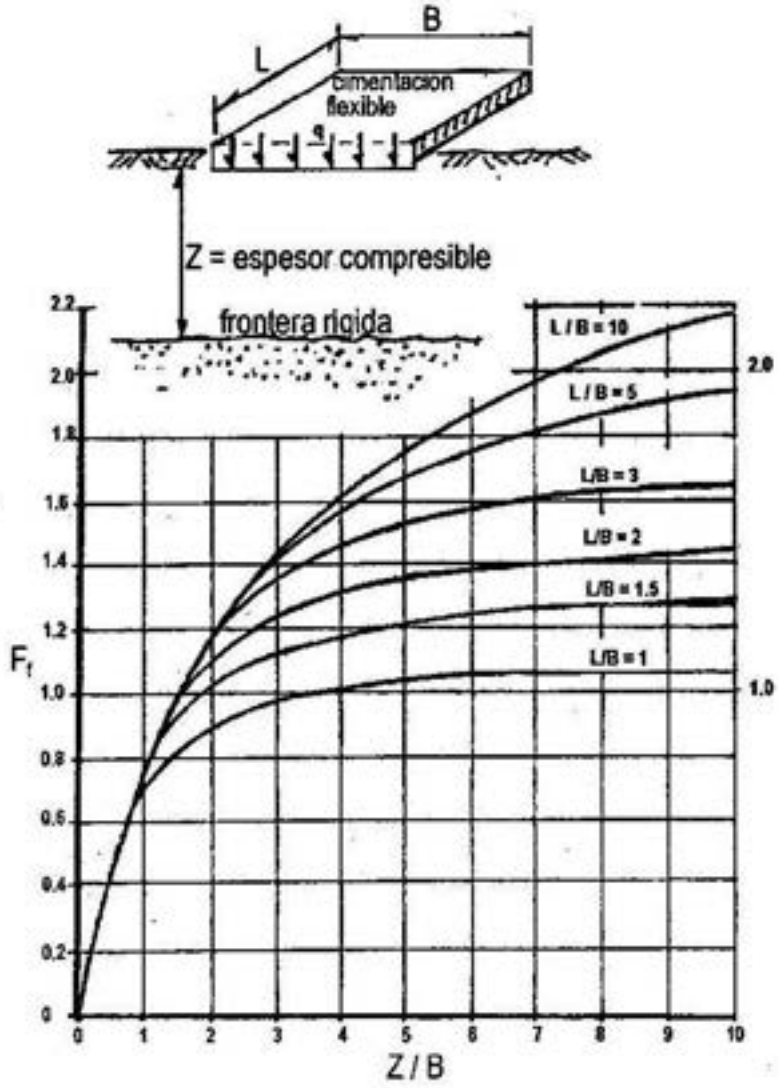


Figura 3-37. *Factor de forma de Egorov F_f, para un área rectangular flexible con descarga uniforme, sobre arcilla expansible de espesor finito.*

$$\rho_i = \frac{1-\nu^2}{E_e} p_{df} B F_f \qquad (3\text{-}34)$$

en la que:

- ν Relación de Poisson = *0.5* para cambio de volumen nulo
- E_e Módulo de Young E_{50}, determinado en prueba triaxial no drenada, con descarga axial, en kg/cm^2
- p_{df} Decremento de presión vertical total en el plano del fondo, causado por la excavación, $p_{df} = \gamma D_f$, en kg/cm^2
- B Ancho del área excavada, *en cm*

F_f Factor de forma que toma en cuenta la distribución del decremento de presión vertical total p_{dz}, con la profundidad referida al nivel del fondo. La variación del decremento de presión depende de la geometría de la excavación, dada por su longitud L, el ancho B y el espesor Z del depósito de arcilla bajo el fondo. El valor de este factor se muestra en las gráficas de la figura *3–37*.

Expansión volumétrica lenta ρ_l

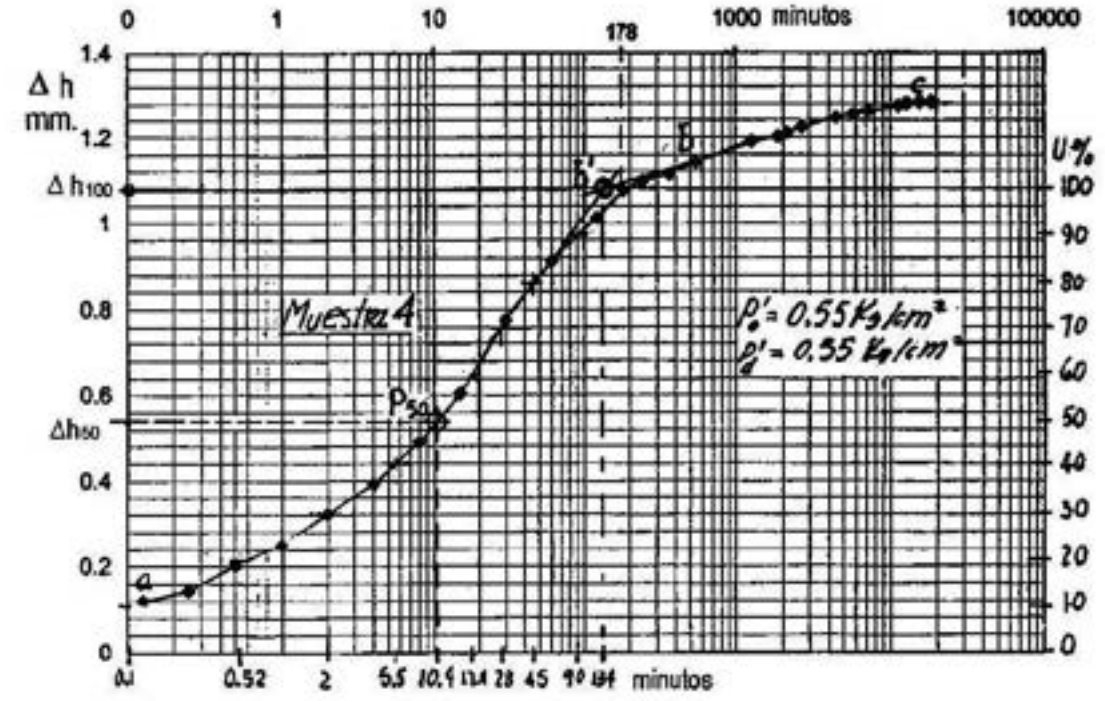
La observación del comportamiento de cimentaciones sobrecompensadas, en las que el peso de la estructura y su cimentación es menor que el de la tierra excavada, ha demostrado que la expansión lenta ρ_l, se desarrolla desde el momento en que se inicia la excavación y continúa a través de varios años, con velocidad decreciente con el tiempo.

La magnitud de la expansión volumétrica del fondo de la excavación es función de los siguientes factores, los cuales se explican después de enumerarlos.

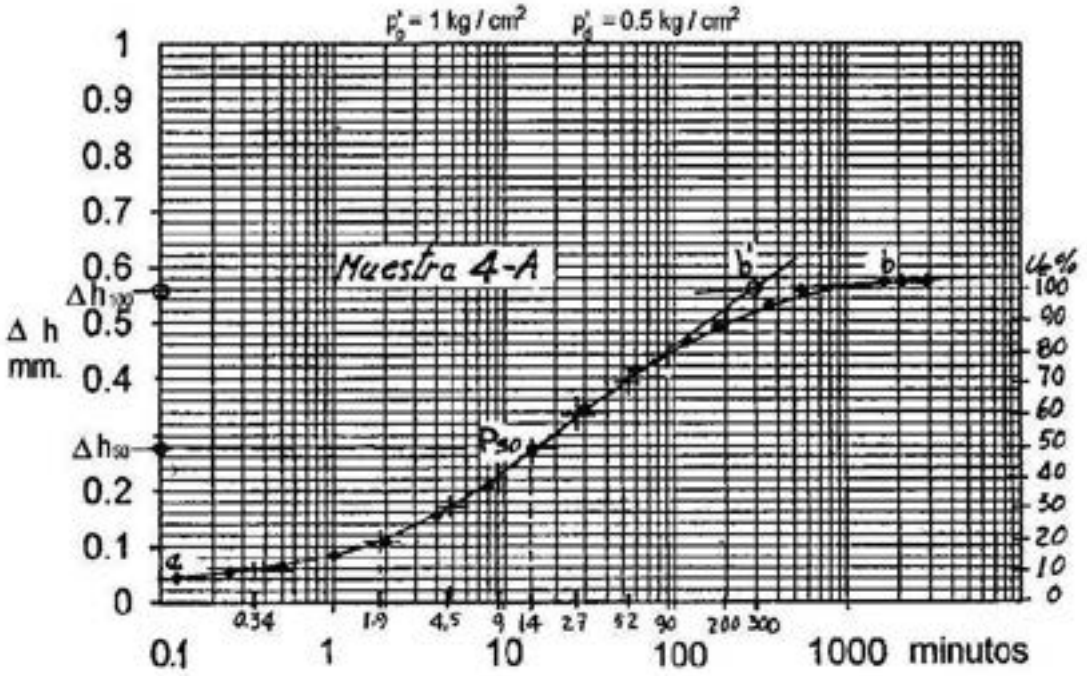
- El módulo de expansibilidad de la arcilla m_e, y el coeficiente de expansión-tiempo C_e, determinados en pruebas de expansión uniaxial en el consolidómetro, como se explica más adelante.
- El decremento de la presión intergranular vertical p'_{df}, aplicado al plano del fondo de la excavación, y su variación p'_{dz}, con la profundidad z referida al fondo.
- El tiempo t que el fondo de la excavación permanece descargado.
- La geometría de la excavación, expresada por su profundidad D_f, ancho B y longitud L, y el espesor del manto de arcilla expansible Z bajo el plano del fondo, son factores que determinan la distribución del decremento de presiones verticales intergranulares p'_{dz}, en la masa de suelo ubicada bajo el fondo.

Relación entre decremento de presión, expansión y tiempo

La relación entre el decremento de presión p'_d, la expansión volumétrica Δh que éste genera y el desarrollo de la expansión en el tiempo t, puede cuantificarse mediante pruebas de expansión uniaxial realizadas en el consolidómetro de laboratorio. De estos ensayes se obtienen dos tipos de gráficas:



Gráfica (a)



Gráfica (b)

Figura 3-38. Curvas de expansión-logaritmo del tiempo en arcillas preconsolidadas bajo diferente presión en el laboratorio

- *Gráficas p'_d–ε, que relacionan el decremento de presión intergranular con la expansión volumétrica unitaria, llamadas gráficas de expansibilidad* que muestra la figura *3–39.*
- *Gráficas Δh–t, que relacionan la expansión volumétrica con el tiempo en que se desarrolla, llamadas gráficas de expansión-tiempo* que muestra la figura *3–38.*

Procedimiento para la prueba de expansión volumétrica

Esta prueba se realiza en dos etapas:

- En la primera se recomprime el espécimen inalterado de arcilla hasta su presión de preconsolidación p'_o.
- En la segunda se descomprime el espécimen para medir las expansiones producidas por cada decremento de presión $\Delta p'_d$, a través del tiempo.

A continuación se describe cada una de estas etapas.

Proceso de recompresión

1. Se emplea un consolidómetro de anillo fijo de 8 cm de diámetro y 4 cm de altura.
2. Se coloca el espécimen inalterado de arcilla expansible en el anillo y se asienta sobre la placa metálica inferior.
3. Se coloca la piedra porosa en la cara superior y se instala el marco de carga, aplicando después un incremento de presión de $0.125\ kg/\ cm^2$.
4. Se agrega agua al tanque del consolidómetro hasta una altura de 5mm sobre la piedra porosa, para mantener la saturación del espécimen.
5. Al completarse el proceso de consolidación primaria bajo el primer incremento de presión, se van agregando incrementos sucesivos hasta alcanzar la presión de preconsolidación p'_o. El último incremento debe actuar el tiempo necesario para que la deformación axial del espécimen esté, claramente, dentro de la zona de consolidación secundaria.

Proceso de expansión

Al terminar el proceso de recompresión se inicia el de *descompresión del espécimen* reduciendo la presión axial en dos o tres decrementos, aproximadamente iguales, hasta anularla.

En el caso que se describe a continuación se ensayó una muestra de arcilla con un contenido natural de agua de *423%* y presión de preconsolidación de *0.55 kg/cm²*. La descarga se hizo en un solo decremento de *0.375 kg/cm²*, midiendo el desarrollo de la expansión durante *13 días*, hasta alcanzar el equilibrio final del proceso.

Análisis de los resultados de la prueba

La figura *3–38* muestra la gráfica que relaciona la expansión medida Δh, en milímetros, a través del tiempo *t*, en minutos; este último está representado en el eje horizontal como el logaritmo del tiempo. La etapa de *expansión primaria* está indicada por la curva ascendente *ab*, en forma de S alargada, la cual se vuelve tangente a la línea *bc* en el punto *b;* a partir de este punto se inicia *el proceso de expansión secundaria*, que sigue una línea prácticamente recta. Esta nomenclatura para las dos etapas de la expansión *(primaria y secundaria)* es la misma que se emplea en las *curvas de consolidación-tiempo* obtenidas en la prueba clásica de compresión axial de Terzaghi, descrita en el *capítulo 1–7*.

En la etapa de expansión primaria, la velocidad de la expansión es función de la velocidad con la que el agua es *succionada por la base superior del espécimen* y fluye en sentido descendente a través del suelo, bajo un *gradiente de succión* creado por el decremento de presión vertical. Al terminar esta etapa en el punto *b*, *la velocidad del flujo hidrodinámico* deja de ser el factor que gobierna el proceso de expansión, para ceder el control al fenómeno *de adsorción de agua* en el espacio intercoloidal de las partículas de arcilla, cuya velocidad es menor que la del flujo del agua libre. El desarrollo de la expansión en esta etapa secundaria es proporcional al logaritmo del tiempo.

Se observa en la gráfica *3–38*, que *la expansión primaria, en este caso particular, es el 85% de la total, mientras que la secundaria es el 15%.*

Mediante este tipo de prueba se obtienen los parámetros de *expansibilidad* de la arcilla ensayada, en función del decremento de presión intergranular p'_d y el tiempo *t*, expresados por las siguientes relaciones:

Módulo de expansibilidad volumétrica m_e

Se expresa por la ecuación:

$$m_{e100} = \frac{\varepsilon_{100}}{p'_d} = \frac{\Delta h_{100}}{H_r\, p'_d} \qquad (3\text{–}35)$$

Donde:

m_{e100}	Módulo de expansibilidad primaria
ε_{100}	Expansión unitaria primaria máxima (100%)
Δh_{100}	Expansión primaria máxima, *en mm*
H_r	Espesor inicial del espécimen recomprimido, *en mm*
p'_d	Decremento de presión intergranular, en kg/cm^2

En el presente caso:

$$\Delta h_{100} = 1.08\ mm$$
$$H_r = 40\text{–}2.45 = 37.55\ mm$$
$$p'_d = 0.375\ kg/cm^2$$

Substituyendo:

$$m_{e100} = 1.08/(37.55 \times 0.375) = 0.077\ cm^2/kg$$

Coeficiente de expansión–tiempo C_e

Puesto que el proceso hidrodinámico de la expansión primaria es similar al de la consolidación primaria de la teoría de Terzaghi *(ver capítulo 1–7)*, puede aplicarse esta teoría al análisis de la expansión primaria en el tiempo. Por tanto, en la gráfica de la figura *3–38*, el valor medio del coeficiente de expansión C_e, correspondiente al primer 50% de la expansión primaria determinada en la prueba de laboratorio por el punto b', se define como:

$$C_{e50} = \frac{T_{50} H_{50}^2}{t_{50}} \qquad (3\text{–}36)$$

Donde:

C_{e50}	Coeficiente de expansión–tiempo para el *50%* de la expansión primaria, *en cm^2/min*
T_{50}	Factor tiempo para el *50%* de la consolidación, según la teoría de Terzaghi = *0.196 (figura 1–38)*
H_{50}	Espesor del espécimen de suelo incluyendo el *50%* de la expansión Δh_{100}, *($H_{50} = H_r + 0.5\Delta h_{100}$), en cm*
t_{50}	Tiempo, en minutos, necesario para alcanzar el*50%* de la expansión primaria en la gráfica *Δh–log t*.

En la gráfica *expansión–tiempo* de la figura *3–38* se ilustra la manera como se define el punto *b'* que marca *el 100% del proceso de la expansión primaria*, el cual es la intersección de las tangentes a las secciones primaria y secundaria de la gráfica Δh–*log t*. A partir de este punto se definen: Δh_{100}, Δh_{50} y t_{50}. La ordenada del punto *b'*, $\Delta h_{100} = 1.08\ mm$, representa la máxima expansión primaria del espécimen de laboratorio, cuyo *50% es* $\Delta h_{50} = 0.54\ mm$; con este valor se traza el punto P_{50}, cuya abscisa es $t_{50}=10.4 min$. El espesor H_{50} vale:

$$H_{50}=37.55+0.5\times1.08=38.09mm=3.809cm.$$

Substituyendo valores en la ecuación *(3–34)*

$$C_{e50}=\frac{0.196\times3.809^2}{10.4}=0.27\,cm^2/min$$

Este es el valor medio del coeficiente de expansión primaria, a partir del cual se puede calcular la magnitud de la expansión lenta ρ_t, en un tiempo dado *t*, de una capa de arcilla expansible homogénea de espesor *H*, preconsolidada a una presión $p'_o=0.55\ kg/cm^2$, sometida a un decremento de presión p'_d *menor que* p'_o y en presencia de agua disponible para ser succionada por la arcilla. El proceso de cálculo es igual al que se sigue para determinar el asentamiento de una capa de arcilla compresible, como se explica en el *capítulo 1–7*.

Influencia de la presión de preconsolidación

Siguiendo este procedimiento se han determinado los parámetros de expansibilidad en un espécimen de arcilla cuya presión de preconsolidación es $p'_o=1kg/cm^2$. El espécimen ensayado fue obtenido consolidando el espécimen utilizado en la prueba anterior hasta la presión $p'_o = 1\ kg/cm^2$, a partir de la cual se aplicó un decremento de presión $p'_d=0.5kg/cm^2$. De esta manera se obtuvo la gráfica Δh–*log t* de la figura *3–38a*, de la cual se derivan los siguientes valores para el cálculo de m_{e100} y de C_{e50}

$$p'_d = 0.5\ kg/cm^2$$
$$\Delta h_{100} = 0.56\ mm$$
$$H_r = 35\ mm.$$
$$H_r+0.5\times0.56 = 35.28\ mm = 3.528\ cm$$
$$t_{50} = 14\ min$$

De donde: $m_{e100} = 0.56/(35 \times 0.5) = 0.032\ cm^2/kg$

$C_{e50} = 0.196(3.528)^2/14 = 0.174\ cm^2/min$

Por tanto, se observa una disminución en ambos parámetros de expansibilidad.

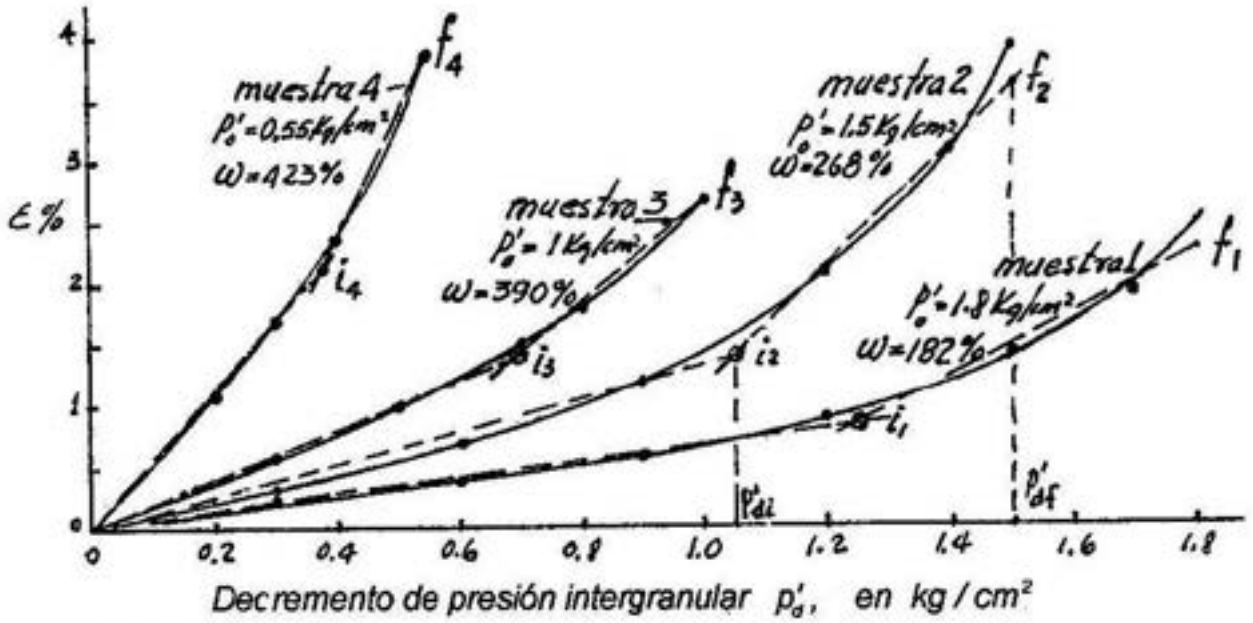


Figura 3-39.

Relación entre el decremento de presión intergranular p'_d y la expansión volumétrica unitaria ε determinada en el laboratorio en muestras de arcilla blanda saturada con diferente presión de preconsolidación y contenido de agua

Módulo de expansibilidad volumétrica m_e

La figura *3–39* presenta 4 curvas que muestran la relación de la expansión volumétrica unitaria ε, con el decremento de presión intergranular p'_d, para 4 especímenes de arcilla blanda con presiones de preconsolidación p'_o variables, de *0.55, 1.0, 1.5 y 1.8 kg/cm²* y el contenido natural de agua de *423% a 182%*. Con el propósito de acelerar su ejecución, las pruebas de expansibilidad fueron realizadas en consolidómetros de anillo libre de *2 cm* de altura en los que el agua puede salir o entrar libremente en ambas caras del espécimen de suelo. Las muestras ensayadas cubren una gama muy amplia de las propiedades de las arcillas lacustres del Valle de México. Todos los especímenes fueron recomprimidos hasta sus respectivas presiones de

preconsolidación antes de iniciar el proceso de descarga y expansión. Este proceso se realizó reduciendo la presión axial en pequeños decrementos, midiendo en cada uno de ellos la expansión desarrollada durante períodos de *24 horas*, o más en algunos casos.

En estas pruebas *no fue posible detectar con claridad el proceso de expansión primaria*, debido al pequeño espesor de los especímenes de suelo y a los pequeños decrementos de presión axial aplicados. Sin embargo, la magnitud de las expansiones fue *medida con suficiente precisión para determinar confiablemente la relación entre éstas y los decrementos de presión intergranular* p'_d. Este hecho observado indicó la conveniencia de aumentar el espesor de los especímenes a *4 cm*, y permitir la entrada del agua de expansión en una sola cara, con el objeto de magnificar el efecto del fenómeno hidrodinámico y medirlo con mayor precisión. Este diseño de aparato se aplicó en las pruebas con las que se determinaron las *gráficas de expansión–tiempo de las figuras 3–38.*

Análisis de las gráficas de expansibilidad (p'_d–ε)

En las 4 curvas de la figura *3–39* se observa un primer tramo, con leve curvatura, que se extiende desde el origen hasta un valor del decremento de presión axial p'_d, igual a 70% del decremento final p'_{df}, de cada espécimen, que es igual a la presión de preconsolidación p'_o. Este tramo de la curva puede representarse de manera simple y práctica por un segmento de recta secante oi, a partir del cual se traza otra secante con mayor pendiente que se ajusta, aproximadamente, al 30% de la curva restante. La pendiente de cada una de las rectas define un módulo de expansibilidad volumétrica promedio para el intervalo del decremento de presión correspondiente.

En el intervalo *oi*, el módulo de expansibilidad m_{ei} se expresa por la ecuación:

$$m_{ei} = \frac{\varepsilon_i}{p'_{di}} \qquad (3\text{–}37)$$

Donde:

- m_{ei} Módulo de expansibilidad para el intervalo *oi, en* cm^2/kg
- ε_i Expansión unitaria correspondiente al punto de intersección *i*
- p'_{di} Decremento de presión, igual a $0.7p'_o$, *en* kg/cm^2

En el intervalo *if*, el módulo de expansibilidad m_{ef} se expresa por:

$$m_{ef} = \frac{\varepsilon_f - \varepsilon_i}{p'_{df} - p'_{di}} \qquad (3\text{–}37a)$$

Donde:

ε_f Ordenada del punto f en la secante *if*
p'_{df} Decremento final de la presión intergranular

La tabla *(3–6–1)* muestra los valores de los módulos de expansibilidad para cada una de las curvas, calculados con las ecuaciones anteriores. En la figura *3–38* se observa que los módulos de expansibilidad crecen con el contenido natural de agua y la relación de vacíos y disminuyen al aumentar la presión de preconsolidación p'_o.

Tabla 3–6–1. Módulos de expansibilidad

Muestra	p'_{di} kg/cm^2	m_{ei} cm^2/kg	p'_{df} k/cm^2	m_{ef} cm^2/kg
1	1.26	0.0066	1.8	0.026
2	1.05	0.013	1.5	0.049
3	0.70	0.020	1.0	0.049
4	0.39	0.055	0.55	0.083

Ejemplo

Para ilustrar la aplicación de estos conceptos a la estimación de la *expansión volumétrica lenta*, se explica a continuación el caso simple de un estrato horizontal de arcilla blanda, homogénea, con espesor de *10 m*, limitada en sus fronteras superior e inferior por estratos de arena saturada. Las propiedades mecánicas de la arcilla son iguales a las correspondientes a la muestra 4, cuya *gráfica expansión–tiempo* presenta la figura *3–38a*. Se considera en este ejemplo que el decremento de presión aplicado al estrato de arcilla es: $p'_d = 0.5\ kg/cm^2$.

Objetivo

Se desea valuar el desarrollo de la expansión lenta a través del tiempo, con base en la gráfica de la figura *3–38*.

Para resolver este problema se sigue aquí un método gráfico basado en considerar que la prueba de laboratorio es un modelo a escala del

estrato real, entre los cuales la relación de escala de los tiempos está dada por el cuadrado de la relación de los espesores, como expresa la ecuación:

$$\frac{t_c}{t_m} = \left(\frac{H_c}{H_m}\right)^2 \qquad (3\text{–}38)$$

Donde:

t_c Tiempo, en minutos, en el prototipo de *campo*
t_m Tiempo, en minutos, en el *modelo* de laboratorio
H_c Espesor del estrato en el *campo*, en cm
H_m Espesor del espécimen de *laboratorio*, en cm

Esta ecuación se deriva de la teoría de la consolidación de Terzaghi, según la cual, el tiempo necesario para un mismo porcentaje de consolidación dado, en el campo y el laboratorio se expresa por:

$$t_c = \frac{T}{C_v} H_c^2 \qquad t_m = \frac{T}{C_v} H_m^2$$

Puesto que T y C_v se consideran iguales en el laboratorio que en el campo, la relación de estas dos expresiones conduce a la ecuación *(3–38)*

Despejando t_c se tiene:

$$t_c = t_m \left(\frac{H_c}{H_m}\right)^2 \qquad (3\text{–}38a)$$

Esta ecuación es válida cuando el porcentaje de expansión del espécimen de laboratorio es igual al del prototipo en el campo, o sea que:

$$U_c\% = U_m\%$$

Para aplicar estos conceptos al problema propuesto se emplea el método gráfico que se describe a continuación.

1. En el eje vertical de la gráfica *Δh–log t* de la figura *3–38*, se ha trazado, en el lado derecho, una escala que representa el *porcentaje de expansión primaria del espécimen de arcilla* $U_m\% = (\Delta h / \Delta h_{100}) \times 100$. Este porcentaje, llamado también *grado de expansión primaria*, es el mismo, pero de sentido contrario, que el *grado de consolidación primaria de Terzaghi, o porcentaje de asentamiento primario U.*

2. Para trazar la escala de U_m se marca primero la ordenada de Δh_{100} en el lado derecho de la gráfica. Este punto representa el *100% de la expansión primaria* del espécimen de arcilla medido en la prueba.
3. La altura $0–U_{m100}$ se divide, gráficamente, en 10 segmentos iguales, cada uno de los cuales representa el *10% de la expansión primaria máxima* Δh_{100}.
4. La ordenada de cada uno de estos segmentos se transporta hasta su intersección con la curva *ab*. La abscisa de cada punto definido por una intersección indica el tiempo, en minutos, necesario para que se desarrolle el porcentaje correspondiente de la expansión primaria total en el espécimen. Por ejemplo, el *30%* de la expansión primaria se produce en *2 minutos*, mientras que el *70%* requiere de *28 minutos*. El tiempo correspondiente al punto *b'* es $t_{100}=134$ *min* y representa *el tiempo teórico necesario para alcanzar el 100% de la expansión primaria*; aunque, en estricto rigor, *el tiempo real* es la abscisa de la intersección de la línea horizontal de ordenada U_{m100}, *con la curva real*, que en este caso sería de *178 min*.
5. Con estos datos del *porcentaje de expansión* U_m, y el tiempo t_m, correspondientes al espécimen de laboratorio, en minutos, se forman las primeras dos columnas de la tabla *(3–6–2)*, que sirve de base para calcular los tiempos t_c, también en minutos, necesarios para que se produzca *el mismo porcentaje de expansión* en un estrato de arcilla de espesor H_c, en el campo. Los tiempos t_c correspondientes a cada valor de U_m se calculan con la ecuación *(3–38a)*.

En el presente caso, substituyendo valores en la ecuación *(3–38a)*:

$$H_c = 500\ cm; \qquad H_m = H_r = 3.755\ cm$$

$$t_c = t_m\left(\frac{500}{3.755}\right)^2 = 17730\, t_m \quad en\ minutos$$

O bien: $t_c = t_{m\ min}\ (17730/1440) = t_{m\ min}(12.31)$, *en días* *(3–38b)*

Con esta expresión se obtiene la tercera columna de la tabla (3–6–2).

En la última columna se incluye la expansión volumétrica ρ_c, del estrato de arcilla en el campo, para diferentes porcentajes de la expansión primaria máxima ρ_{c100}, obtenida de la ecuación:

$$\rho_c = U_c \rho_{c100} \qquad (3\text{–}39)$$

Tabla 3–6–2.-Cálculo de expansiones

$U_m=U_c$ %	t_m, *minutos*	t_c, *días*	ρ_c, *cm*
10	0.1	1.2	3.9
20	0.52	6.4	7.8
30	2	24.6	11.7
40	5.5	67.7	15.6
50	10.4	128.0	19.5
60	17.4	214.2	23.4
70	28	344.7	27.3
80	48	590.9	31.2
90	90	1108	35.1
100	178	2191	39.0

Expansión primaria máxima del estrato de arcilla en el campo:

$$\rho_{c100} = m_{e100}\, p'_d\, 2H_c = 0.077 \times 0.5 \times 1000 = 39\ cm$$

Esta expansión corresponde a U_{c100} en la primera columna de la tabla. Substituyendo este valor en la ecuación *(3–39)* se obtienen los demás valores de la cuarta columna.

Con los datos de la primera, tercera y cuarta columnas de la tabla (3–6–2), se construye la gráfica *(1)* de la figura *3–40*, en la que se presenta, en el eje horizontal, el tiempo en días, y en el vertical el porcentaje de expansión y el valor correspondiente de la expansión en cm. Esta gráfica permite obtener, por interpolación, la magnitud de la expansión y su porcentaje para cualquier valor del tiempo representado.

Es de interés hacer algunas observaciones de los resultados de estos cálculos, presentados tanto en la tabla como en la gráfica.

En el estrato de arcilla considerado en este ejemplo, el espesor total es de 10 m y tiene doble frontera de absorción de agua, por lo que el semiespesor H_c = 500 cm.

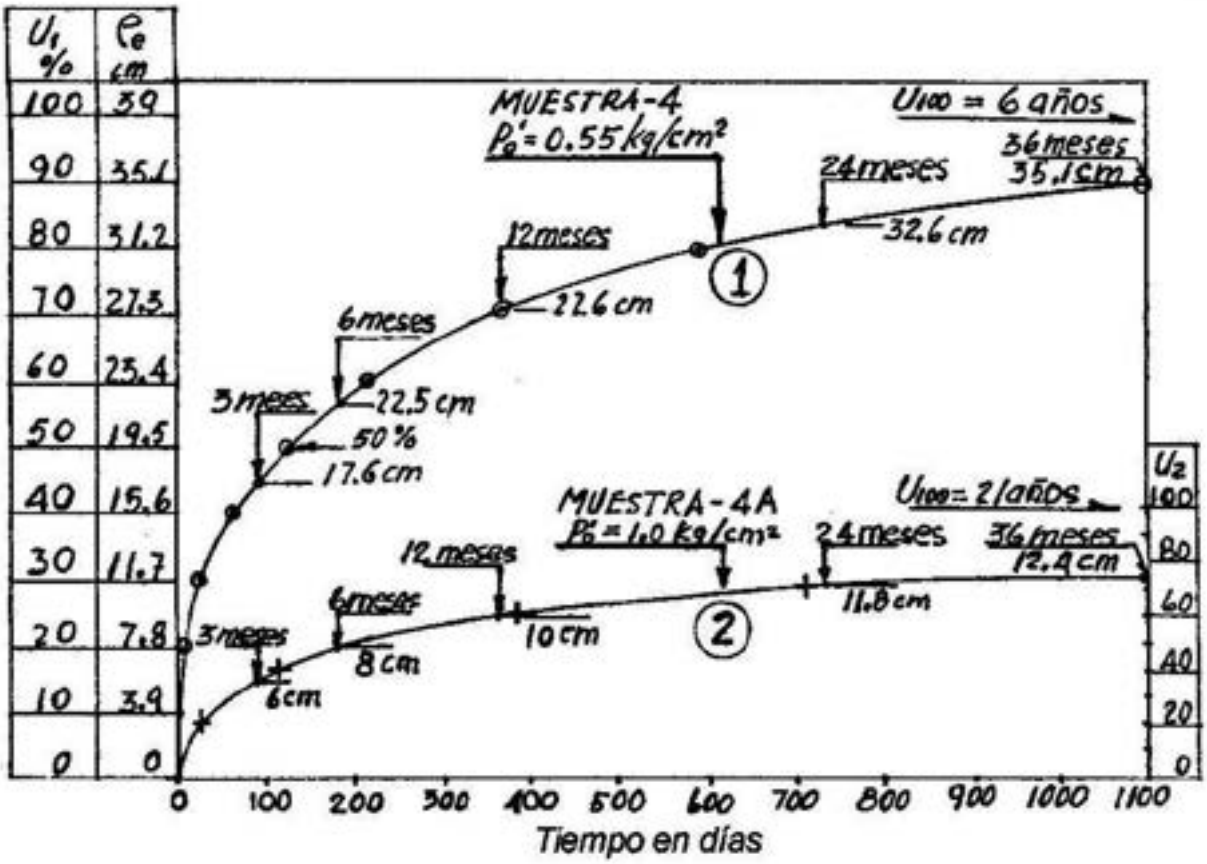


Figura 3-40.
Gráficas de expansión-tiempo para dos estratos de arcilla de 10 m de espesor (1) Muestra 4, preconsolidada a 0.55 kg/cm² ; (2) muestra 4A, preconsolidada a 1.0 kg/cm² . El decremento $p_i' = 0.5$ kg/cm² en ambos casos

Observaciones de la curva (1) figura 3–34:

- La expansión primaria total es de *39 cm*, los cuales se desarrollan en un período de *6 años*. En los últimos *3 años* se desarrolla el *10%* de la expansión primaria, lo que representa una velocidad media de *1.3 cm/año*. Pero esta velocidad continuará decreciendo con el tiempo siguiendo una ley logarítmica, hasta agregar 7 cm más, probablemente en un período mayor de 10 años.
- La parte más importante de *la curva expansión–tiempo de la figura 3–40*, desde el punto de vista de la construcción de cimentaciones, es el hecho que el *70 % de la expansión primaria por absorción de agua ocurre dentro del primer año, y el 58% dentro de los primeros 6 meses.* Estos plazos son, frecuentemente en la práctica, el período de excavación y construcción del cajón de cimentación, en el que la carga aplicada al terreno es una parte pequeña del peso total de la estructura.

- Esta situación hace evidente la necesidad de considerar la expansión volumétrica lenta del fondo de las excavaciones profundas como un factor práctico importante, que debe ser tomado en cuenta en el diseño y la planeación del proceso de construcción de la cimentación.

Influencia de la presión de preconsolidación

La figura *3–40* muestra, en su parte inferior, *la curva expansión–tiempo (2)* correspondiente a otro estrato de 10m de espesor de una arcilla preconsolidada a $p'_o = 1 kg/cm^2$, cuya gráfica Δh–*log t* presenta la figura *3–38b*, muestra *4A*. La curva *(2) de expansión–tiempo* de la figura *3–40* indica que, en esta arcilla más preconsolidada, el *60%* de la expansión primaria se desarrolla en el primer año, y el *49%* en seis meses. La máxima expansión primaria es de *16.5 cm*, o sea, el *42%* de la expansión del estrato de arcilla menos preconsolidada de la curva (1). Pero los porcentajes de la expansión a *6 y 12 meses* difieren solamente en *17%*.

Las gráficas de la figura *3–40* son útiles en la estimación de la expansión en excavaciones reales, como se ilustra más adelante mediante un ejemplo de una excavación profunda, tridimensional y finita, en las arcillas lacustres del Valle de México. Pero antes, es necesario tratar el tema de la distribución de esfuerzos bajo el fondo de una excavación.

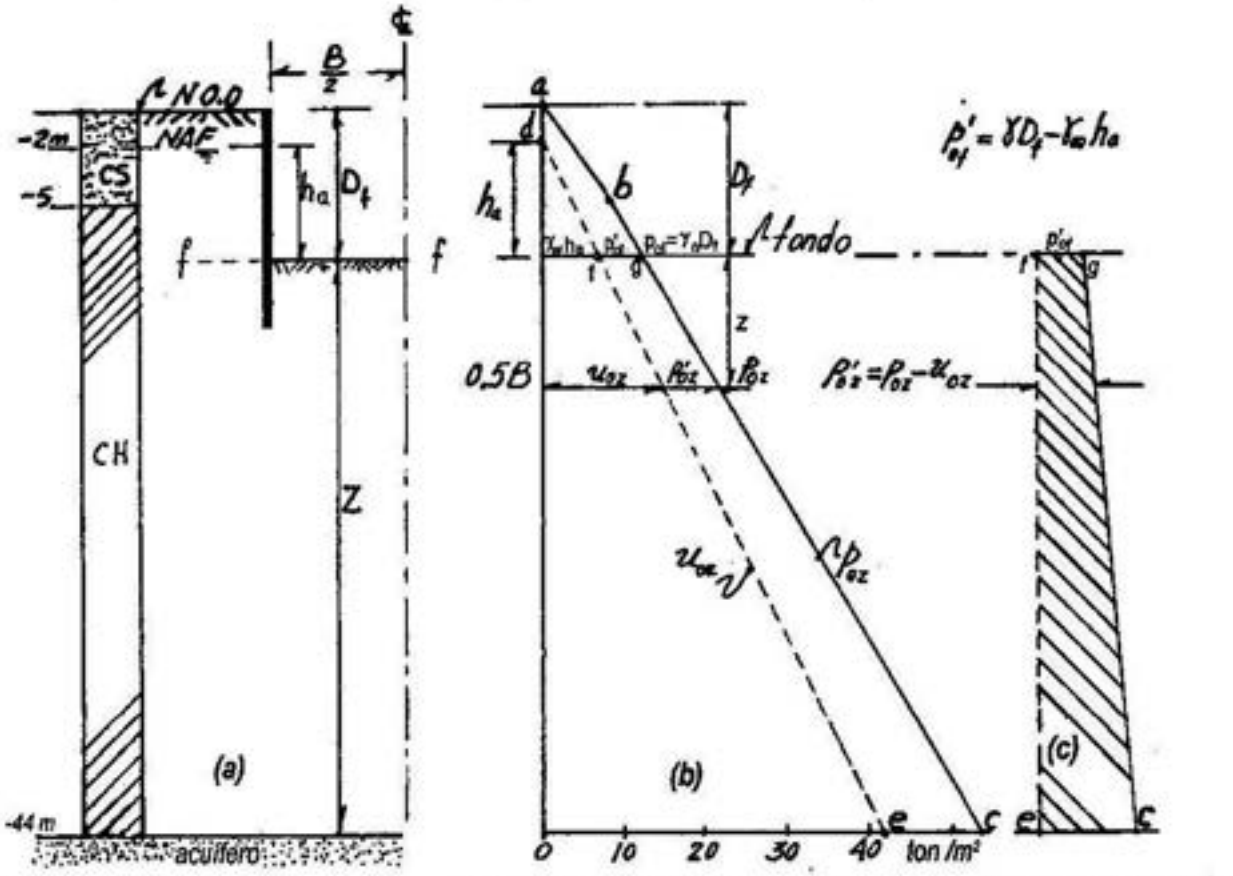
Distribución de esfuerzos bajo el fondo de una excavación

En párrafos anteriores se ha explicado que la magnitud de la expansión volumétrica lenta de un estrato de arcilla depende de varios factores:

- La magnitud del decremento de presión intergranular vertical p'_d.
- El módulo de expansibilidad volumétrica m_e.
- El coeficiente de expansión–tiempo C_e.
- El espesor del estrato $2H$.
- El tiempo transcurrido después de aplicado el decremento de presión.

La determinación de los últimos cuatro factores ha sido ya explicada en párrafos anteriores. A continuación se explica un método para determinar la distribución del *decremento de presión intergranular* p'_{dz} con la profundidad z bajo el fondo de una excavación. Este decremento es producido al eliminar la *presión total inicial* $p_{of} = \gamma_n D_f$, que ejercía el suelo sobre el plano del fondo *antes de excavar, a la vez que se abate el*

nivel freático por bombeo de achique dentro de la excavación. Conocer esta distribución de presión permite calcular la expansión volumétrica de cualquier estrato afectado por la descarga del terreno.



(a) *Perfil del suelo*

(b) *presiones verticales iniciales:*
p_{oz} *presión total*
u_{oz} *presión de poro*
p'_{oz} *presión intergranular*

(c) *Presión intergranular* p'_{oz}

Figura 3-41. Presiones iniciales en el suelo antes de abatir el NAF y de excavar

Ejemplo

Considérese como ejemplo una excavación de planta cuadrada, cuyo corte vertical se muestra en la figura *3–41*. Las dimensiones del cajón de la cimentación compensada que se alojará en esta excavación son las siguientes:

Lado del cuadrado, $B = 17\ m$
Profundidad del desplante, $D_f = 9\ m$.

Estratigrafía y propiedades mecánicas de los suelos del sitio:

Espesor de la costra superficial *(CS) de arenas limosas* $=5\ m$, con peso volumétrico $\gamma_n = 1.4\ ton/m^3$.

Espesor de los depósitos de arcilla blanda *(CH)*, normalmente consolidada $= 44 - 5 = 39\ m$; peso volumétrico γ_n, variable de 1.15 a $1.25\ ton/m^3$.
El depósito de arcilla se apoya en estratos de arenas permeables, muy compactas, del acuífero a $44m$ de profundidad.
Espesor de la arcilla bajo el fondo, $Z = 44 - 9 = 35\ m$.
Profundidad inicial del nivel freático $= 2\ m$.

La excavación está limitada por un muro perimetral de concreto reforzado impermeable con profundidad $H = 14\ m$, apuntalado de lado a lado.

Se considera que la excavación se ejecuta abatiendo el nivel de agua freática por bombeo de achique, a medida que avanza el proceso de extracción de la tierra, en cuyo caso, el abatimiento del nivel freático en el interior del área excavada es: $h_a = 7m$.

Decremento de presión intergranular p'_{dz}

En términos generales, el *decremento de presión intergranular vertical* a cualquier profundidad z bajo el fondo, inducido por la excavación, se expresa por la siguiente ecuación:

$$p'_{dz} = p'_{oz} - p'_{ez} \qquad (3\text{-}40)$$

Donde:

- p'_{dz} *Decremento de presión intergranular* a la profundidad z
- p'_{oz} Presión intergranular *inicial* a la profundidad z, *antes de excavar*
- p'_{ez} Presión intergranular *final* a la profundidad z, *después de excavar.*

Presión intergranular inicial p'_{oz}

El diagrama *(b)* de la figura *3–41* muestra la distribución *inicial de la presión vertical total* $p_{oz} = \gamma_n z$, producida por el peso del suelo saturado γ_n, representada por la línea *abgc*. La línea *dfe* representa la presión hidrostática inicial en el agua del suelo u_{oz}. La *presión intergranular inicial* a cualquier profundidad bajo el fondo de la futura excavación está expresada por la ecuación:

$$p'_{oz} = p_{oz} - u_{oz} \qquad (3\text{–}38b)$$

Esta ecuación indica que la distribución de la *presión intergranular inicial* p'_{oz} está representada por la diferencia de abscisas entre las dos líneas. El diagrama (c) de la figura *3–41* es el polígono *fgce*, que representa el diagrama de distribución de *la presión intergranular inicial* p'_{oz} *bajo el fondo.*

Presión intergranular final p'_{ez}

Al hacer la excavación hasta la profundidad D_f, se introducen dos cambios en el estado de esfuerzos de la masa de arcilla bajo el fondo:

- Al retirar la tierra excavada, se elimina la *presión vertical total inicial* en el plano del fondo, $p_{of} = \gamma_n D_f$, lo cual reduce la *presión inicial total* p_{oz}, en la masa de suelo subyacente al fondo, a un nuevo *valor final* p_{ez}.
- Al abatir el nivel freático por el *bombeo de achique*, se genera *flujo del agua del suelo* hacia el interior de la excavación, reduciendo con ello la presión de poro *inicial* u_{oz}, a un nuevo valor *final* u_{ez}.

En esta nueva condición, la *presión intergranular final* p'_{ez}, en cualquier punto de la masa de suelo bajo el fondo vale:

$$p'_{ez} = p_{ez} - u_{ez} \qquad (3\text{-}40b)$$

Esta ecuación implica que, el diagrama que representa la nueva distribución de la *presión intergranular final* p'_{ez}, que muestra la figura *3–42c*, se obtiene de la diferencia de dos diagramas:

- *El diagrama de presión total final* p_{ez}, indicado por la curva *ji*, que se obtiene mediante la teoría de la elasticidad.
- *El diagrama de presión final en el agua de los poros* de la arcilla u_{ez}, *indicado por la curva je*, que se obtiene a partir de la red de flujo de la figura *3–42b*.

Presión total final p_{ez}

El valor inicial de la presión total p_{oz} que existe bajo el centro del área antes de realizar la excavación está indicado por la línea *abgc*, en la gráfica *(a)* de la figura *3–41*. Al descargar del fondo la *presión total inicial* $p_{of} = \gamma_n D_f$, la presión total final p_{ez} disminuye hasta la curva *ji*.

Por tanto, el valor del *decremento de presión total* p_{dz} bajo el centro del área descargada, a la profundidad z, es la diferencia de abscisas de los dos diagramas:

$$p_{dz} = p_{oz} - p'_{ez} \qquad (3\text{–}40c)$$

El diagrama de distribución de p_{ez} se obtiene de la teoría de la elasticidad *(capítulo 2–4)*, por integración de la ecuación de Westergard para una descarga uniforme p_{df}, actuando sobre la superficie de un suelo estratificado, en un área rectangular. El diagrama utilizado en este caso corresponde al eje vertical que pasa por el centro de un área cuadrada.

Presión final en el agua de los poros u_{ez}

La figura *3-42b* muestra la mitad de la red de flujo simétrica que se genera al abatir el nivel freático *por bombeo de achique* desde el fondo de una excavación bidimensional hipotética, en arcilla homogénea. El nivel freático original se supone a 2 m de profundidad y el abatimiento, h_a se considera de *7m*. La profundidad de la excavación es $D_f = 9\ m$, y su ancho $B = 17\ m$. El depósito de arcilla tiene profundidad $Z = 35m$, bajo el fondo y descansa sobre un acuífero con presión hidrostática.

Se emplea aquí la solución bidimensional del flujo por dos razones:

- Este es un caso simple de resolver por el método gráfico que se explica en el *capítulo 1–6*, y los conceptos científicos involucrados son idénticos al caso tridimensional, cuya solución es más compleja.
- La discrepancia en los valores de la presión de poro determinados mediante la red bidimensional conduce a valores de la expansión ligeramente conservadores.

El diagrama inicial de presión de poro hidrostática u_{oz} bajo el centro del área es la recta *de* en la figura *3–42b*. Al abatir el nivel freático hasta el fondo por bombeo de achique, la distribución final de presión u_{ez} pasa a la posición de la curva *je*, obtenida de la red de flujo. Superponiendo los dos diagramas de presiones finales: el de presión de poro u_{ez} y el de presión total p_{ez} se obtiene, por diferencia de abscisas, el diagrama de la presión intergranular final p'_{ez} indicada por el área sombreada de la figura *3–42c*, expresado por la ecuación:

$$p'_{ez} = p_{ez} - u_{ez} \qquad (3\text{-}40b)$$

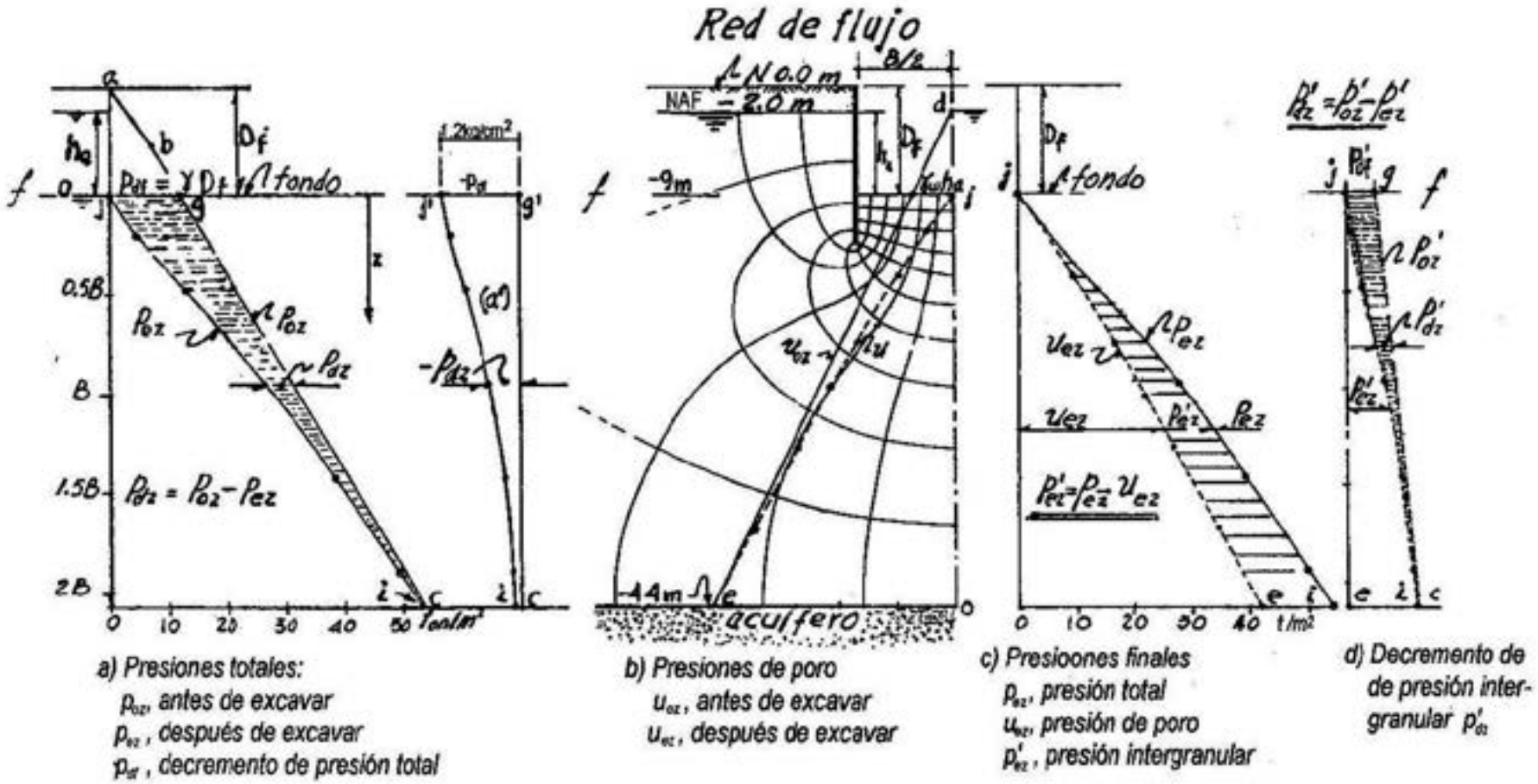


Figura 3-12. Evolución de las presiones verticales en el suelo subyacente al fondo de una excavación en la que se abate el nivel freático por bombeo de achique

Finalmente, en la figura *3–42d* se dibuja el diagrama *jgce* de presión intergranular *inicial* p'_{oz}, obtenido de la figura *3–41a*. Superponiendo a éste el diagrama *jie* de presión intergranular *final* p'_{ez} de la gráfica *3–42c*, se obtiene, por diferencia entre ambos, el diagrama del *decremento de presión intergranular final* p'_{dz}, *indicado por el área sombreada fci. Este último diagrama es el causante de la expansión lenta máxima del fondo.* En este diagrama se observa que el valor máximo del decremento p'_{dz} se presenta en el fondo de la excavación y es igual a:

$$p'_{df} = \gamma_n D_f - \gamma_w h_a \qquad (3\text{–}41)$$

De esta ecuación se deduce que, si se abate el nivel freático antes de iniciar la excavación, hasta una profundidad h_a, tal que:

$$\gamma_w h_a = \gamma_n D_f$$

El decremento de presión intergranular final p'_{df}, *será nulo; en tal condición, no se producirá expansión lenta.* Este es el concepto básico del procedimiento para el control de la expansión lenta, *abatiendo el nivel freático antes de iniciar la excavación*, que se describirá más adelante. De la ecuación anterior se deduce la profundidad del abatimiento del nivel freático h_a, necesaria para anular la expansión volumétrica lenta del fondo de la excavación:

$$h_a = \frac{\gamma_n D_f}{\gamma_w} \qquad (3\text{–}41a)$$

Cálculo de expansiones por excavación en un depósito de arcilla estratificada

Se presenta a continuación el cálculo de las expansiones en una excavación de dimensiones semejantes a la descrita en los párrafos anteriores, pero en otro sitio con diferente estratigrafía, la cual se muestra en la figura *3–43*. Se observa que en el depósito de arcilla existen tres capas de arenas intercaladas, cuyo espesor total es de 4 m, por lo que el espesor efectivo de arcilla expansible bajo el fondo, ignorando la expansibilidad de las arenas, es de:

$$Z_e = 35\text{–}4 = 31m$$

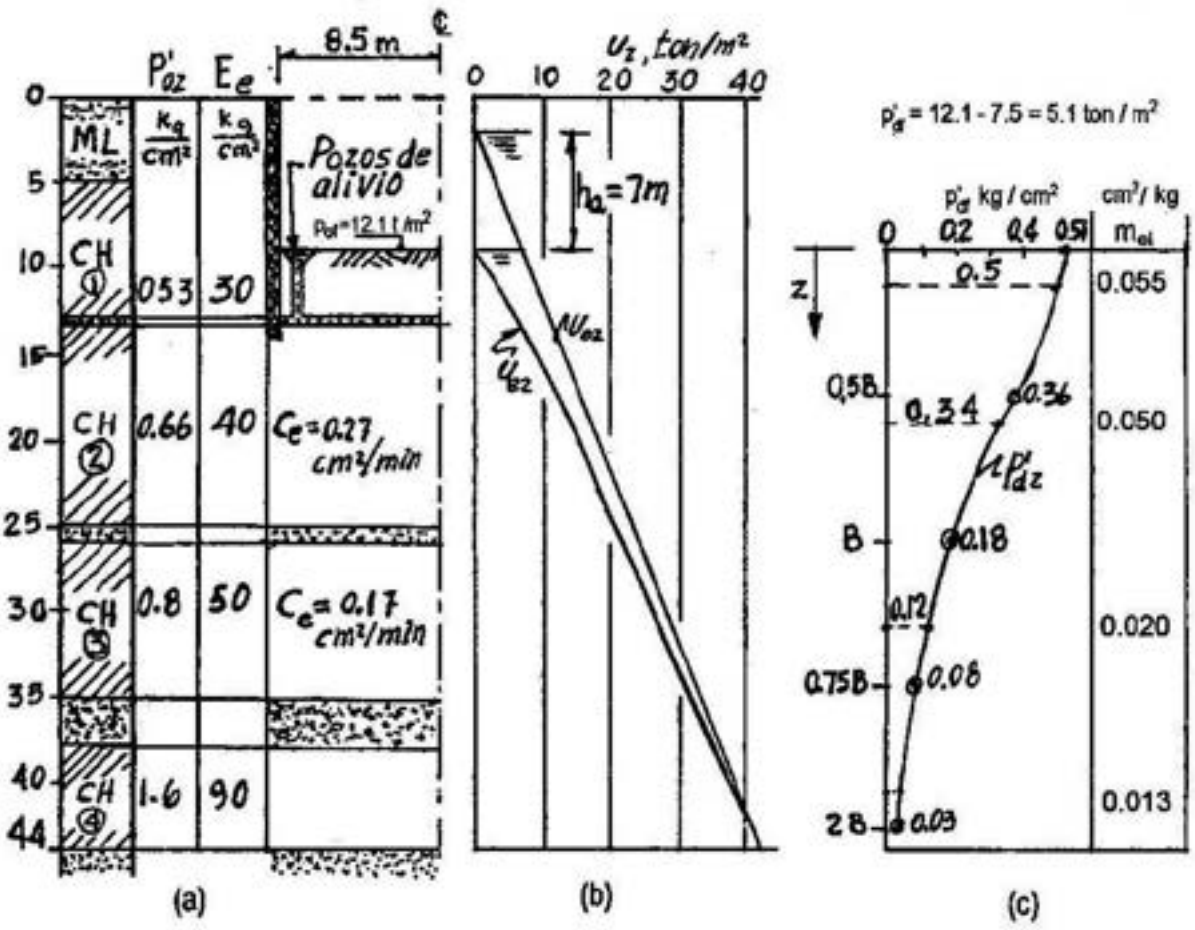


Figura 3–43. *(a) Estratigrafía y propiedades de expansibilidad*
(b) Presión de poro final u_{ez}, abatida por el bombeo de achique
(c) Decremento de presión intergranular final p'_{dz}, y módulo de expansibilidad volumétrica m_{ei}

Para los cálculos se requieren, además de los conceptos previamente explicados, las siguientes propiedades de la masa de arcilla subyacente al fondo:

Módulo de Young en prueba de descarga, $E_e = 40\ kg/cm^2$.
Módulo de compresibilidad volumétrica, $m_v = 0.22\ cm^2/Kg$
Coeficiente de consolidación, $C_v = 60\ cm^2/día$
Tiempo para ejecutar la excavación y el colado del cajón de concreto: $t = 180\ días$, durante el cual se mantiene descargado el fondo.

Objetivos:

Calcular, para el centro del área excavada:

Expansión elástica inmediata del fondo ρ_i.

Expansión lenta durante la construcción del cajón ρ_l.

Asentamiento totalpor recuperación de expansiones ρ_t.

Expansión elástica inmediata

Se obtiene mediante la ecuación *(3–34)*, en la que:

$$\nu = 0.5, \quad p_{df} = 1.2\ kg/cm^2, \quad B = 1700\ cm, \quad E_e = 40\ kg/cm^2$$

Determinación del factor de forma F_f:

Relaciones geométricas:

$L/B=1; \quad Z/B=35/17=2.06$

De las gráficas de la figura *3–37*:

$F_f = 0.85$

Substituyendo valores:

$$\rho_i = [(1-0.5^2)/40] \times 1.2x1700x0.85 = 32.5\ cm$$

Corrección por espesor expansible efectivo $Z_e = 35-4=31\ m$

$$\rho_{i\ efectivo} = 32.5x31/35 = 28.8\ cm$$

Expansión volumétrica lenta en 180 días

La figura *3–43* muestra que el perfil de los suelos que subyacen al fondo está formado por cuatro estratos de arcilla de diferente espesor, separados por capas delgadas de arena fina limosa; cada estrato de arcilla, de orden i, ha sido preconsolidado a diferente presión intergranular media p'_{ozi}, a la profundidad del centro del estrato, como muestra la segunda columna de la figura *3–43a*; por tanto, sus propie-dades de expansibilidad varían con la profundidad media; así, la tercera columna contiene los valores del *módulo de Young en prueba de elonga-ción no drenada* E_{ei}, y la cuarta el coeficiente de *expansión–tiempo* C_{ei}. La gráfica (c) de la misma figura presenta la variación del decremento de presión intergranular p'_{dzi}, con la profundidad z_i, así como los valores medios del módulo de expansibilidad volumétrica m_{ei}.

Para tomar en cuenta las variaciones de los factores de la expansión lenta por absorción de agua, es conveniente calcular dicha expansión independientemente para cada estrato de arcilla expansible, y después sumar las expansiones individuales. El cálculo tiene dos pasos:

1. Determinar la *expansión primaria máxima* $\rho_{lmax\,i}$, de cada estrato, mediante la ecuación:

$$\rho_{l\,max\,i} = m_{ei}\, p'_{dzi}\, 2H_i \qquad (3\text{–}42)$$

2. Determinar la *expansión individual en 180 días*, mediante la ecuación:

$$\rho_{l\,180\,i} = \rho_{l\,max\,i}\, U_{180\,i} \qquad (3\text{–}43)$$

Siendo $U_{180\,i}$ *el porcentaje de expansión primaria en 180 días* para cada estrato, y $2H_i$ el espesor total de cada uno de ellos.

Expansión primaria máxima

Se requiere definir, para cada estrato, los siguientes datos:

Módulo de expansibilidad volumétrica promedio m_{ei}
Decremento de presión intergranular final, en el plano medio p'_{dzi}
Espesor total expansible $2H_i$

El módulo de expansibilidad promedio se obtiene de las gráficas de expansibilidad de la figura *3–39*, para un decremento de presión intergranular máximo en el fondo, de:

$$p'_{df} = \gamma_n D_f - \gamma_w h_a = 12.1 - 7 = 5.1\ ton/m^2 = 0.51\ kg/cm^2$$

Los *estratos 1 y 2* tienen presiones de preconsolidación p'_o, *de 0.53 y 0.66* kg/cm^2, por tanto, su módulo de expansibilidad se obtiene de la gráfica de *la muestra 4 figura 3–39*. El *estrato 3* tiene presión de preconsolidación de *1.0* kg/cm^2, por lo que su módulo m_{ei} se obtiene de la gráfica correspondiente a la *muestra 3*. Para el estrato *4*, $p'_o = 1.6\ kg/cm^2$, por lo que m_{ei} se obtiene de la curva de la *muestra 2*.

Los datos correspondientes para cada estrato aparecen en la segunda columna de la tabla (3–6–3).

Tabla 3–6–3.- Expansión primaria máxima

Estrato	m_{ei}, cm^2/kg	p'_{dzi}, kg/cm^2	$2H_i$, *cm*	$\rho_{l\,maxi}$, *cm*
1	0.055	0.50	400	11.00
2	0.050	0.34	1150	19.55
3	0.020	0.12	900	2.16
4	0.013	0.03	600	0.23

$\Sigma\rho_{l\,maxi} = 32.94$ cm

La tercera columna contiene el valor del decremento de presión intergranular final a la profundidad media de cada estrato, bajo el centro del área de la excavación; este valor se obtiene de la curva de distribución del decremento máximo p'_{df}, aplicado en el plano del fondo; esta curva se muestra en el lado derecho de la figura *3–43c*, la cual se traza con base en la distribución de esfuerzos de Westergard *(capítulo 2–4)*, conside-rando $p'_{df}=0.51\ kg/cm^2$.

La cuarta columna contiene el espesor total de cada estrato, $2H_i$, en centímetros, definido con base en el perfil del suelo que se muestra en el lado izquierdo de la figura *3–43a*.

En la última columna de la tabla (3–6–3)se presenta el valor de la expansión primaria máxima de cada estrato, determinada por el producto de los valores de las tres columnas anteriores, de acuerdo con la ecuación *(3–43)*. La sumatoria de esta columna es *la expansión primaria máxima del punto ubicado en el centro de la superficie del fondo de la excavación*:

$$\rho_{l\,max} = 32.94\ cm$$

Expansión desarrollada en 180 días

Se considera que durante el período de construcción de la cimentación, se mantiene prácticamente constante el decremento de presión intergranular en el fondo p'_{df}. Por otra parte, es común que la aplicación de la carga de la estructura comience a actuar sobre el fondo al terminar de construir el cajón de cimentación, en tal caso, el considerar este período de 180 días como tiempo de duración de la descarga de la arcilla resulta algo conservador.

El cálculo de *la expansión lenta a 180 días*, mediante la ecuación *(3–43)* requiere determinar previamente *el grado de expansión* U_{180}, de cada

estrato de arcilla. La tabla *(3–6–4)* muestra la secuencia del cálculo, el cual se basa en los resultados mostrados en la figura *3–40* para estratos de referencia de espesor total igual a 10 m.

La segunda columna de esta tabla indica el *espesor succionante* de cada estrato H_{suc}, definido por la distancia recorrida por el agua succionada desde la frontera de suministro, hasta el centro del estrato, cuando éste tiene doble suministro de agua. Es decir, es el semiespesor total del estrato *2H*. Debe notarse que en el estrato 1, el suministro de agua se obtiene solo por su frontera inferior, por lo que su espesor succionante es la altura total, mientras que los demás estratos tienen doble suministro, en cuyo caso, el espesor succionante es el semiespesor.

La tercera columna de la tabla contiene *el tiempo equivalente 180,* t_{e180}, que se define como: el tiempo necesario para que un estrato con semiespesor $H_c = 5$ *metros* desarrolle el mismo grado de expansión (U%) que se desarrollará en otro estrato con semiespesor de succión H_{suc} cualquiera, en otro tiempo t_{suc}. El tiempo equivalente se determina por su relación de escala respecto al estrato de *10 m de espesor total* analizado, según la curva *1* de expansión–tiempo de la figura *3–40*. Esta relación está dada por la siguiente expresión:

$$\frac{t_{e180}}{t_{suc}} = \left(\frac{H_{c5}}{H_{suc}}\right)^2$$

De donde:

$$t_{e180} = t_{suc}\left(\frac{H_{c5}}{H_{suc}}\right)^2 \qquad (3\text{–}44)$$

Por ejemplo, considerando el caso del estrato *1*, cuyo espesor succionante es $H_{suc} = 4m$, el tiempo equivalente para *180 días en el estrato* H_{c5} sería:

$$t_{e180} = 180\left(\frac{5}{4}\right)^2 = 281\ días$$

Esto significa que, según la curva *1* de la figura *3–40*, en el estrato de referencia, con espesor $H_c = 5\ m$, en un tiempo equivalente de *281 días* se desarrollaría el *66%* de la expansión primaria. Este mismo porcentaje de expansión se desarrollará en el estrato *1*, con espesor succionante $H_{suc} = 4\ m$, en un tiempo de *180 días*. Por tanto, la expansión del estrato *1* será:

Estrato 1, $\rho_{l\,180} = 0.66x11 = 7.26$ *cm.*

De esta manera se determinan también las expansiones correspondientes a los estratos *2 y 3*, cuyos valores se muestran en la tabla (3–6–4). Debe notarse que, para los estratos *1 y 2* se utiliza la curva *(1)*, correspondiente a la muestra *4*, preconsolidada a $p'_o = 0.55\ kg/cm^2$, mientras que para el estrato *3* se utiliza como referencia la curva *(2)*, *con* $p'_o = 1\ kg/cm^2$. Para el estrato *4* no se dispone de una curva de referencia expansión–tiempo, pero, como su aportación a la expansión primaria máxima en la tabla anterior es menor de *1%*, se considera despreciable.

Por tanto, la expansión volumétrica desarrollada en 180 días es:

$$\rho_{l\,180} = 18.18\ cm$$

Este valor es el 55 % de la expansión primaria máxima de la tabla (3–6–3).

Tabla 3–6–4.- Expansión volumétrica en 180 días

Estrato	H_{suc}	t_e *equivalente, días*	U_{180} %	ρ_{100}, *cm*	ρ_{180}, *cm*
1	400	$180(5/4)^2=281$	66	11.00	7.26
2	575	$180(5/5.75)^2=136$	51	19.55	9.97
3	450	$180(5/4.5)^2=222$	53	1.80	0.95
4	300	$180(5/3)^2=500$	——	0.23	——

$\Sigma\rho_{l\,180} = 18.18$ cm

Expansión total en 180 días:

$$\rho_t = \rho_i + \rho_l = 28.8 + 18.18 = 46.98\ cm$$

Asentamiento final por recuperación de expansiones:

$$\underline{\rho_r = \rho_t = 46.98\ cm}$$

Este asentamiento no es admisible, según el actual Reglamento de Construcciones para el DF; por tanto, es necesario reducirlo a valores tolerables.

Reducción de la expansión

El asentamiento final de una cimentación compensada se puede reducir, a valores tolerables, disminuyendo tanto la expansión lenta ρ_l, como la inmediata ρ_i, mediante el abatimiento del nivel freático dentro del área por excavar, antes de la ejecución de la excavación.

El abatimiento previo debe alcanzar una profundidad $h_a \geq \gamma_n D_f / \gamma_w$; con la cual se consiguen tres objetivos:

- Realizar la construcción del cajón *en una excavación seca, limpia y estable,* como lo requiere la buena práctica de la construcción.
- *Impedir el desarrollo de la expansión lenta* ρ_l, anulando el decremento de la presión intergranular: $(\gamma_n D_f - \gamma_w h_a = 0)$.
- *Generar un asentamiento* ρ_a, antes de excavar, el cual se produce por la consolidación de la arcilla durante el tiempo que requiere el desarrollo del abatimiento. Este asentamiento compensa una parte de la expansión elástica inmediata ρ_i.

Abatimiento del nivel freático en depósitos de arcilla.

El abatimiento del nivel freático mediante sistemas de bombeo por gravedad en suelos de baja permeabilidad, como los limos arcillosos plásticos *(MH)* y las arcillas de alta plasticidad *(CH)*, cuyo coeficiente de permeabilidad hidráulica es *menor de* 10^{-5} *cm/seg*, requiere de un largo tiempo de bombeo, que hace a estos sistemas inadecuados para ese propósito. Sin embargo, de acuerdo con la experiencia en excavaciones profundas realizadas en las arcillas de la Ciudad de México, es posible lograr el abatimiento en un tiempo razonable, *de 2 a 3* semanas, en cualquiera de estas dos condiciones:

- *Cuando existen estratos permeables intercalados con los de arcilla,* bajo el fondo de la excavación, hasta una profundidad mayor que la del abatimiento requerido para reducir las expansiones. En tales casos, el bombeo del agua de los estratos permeables crea las condiciones hidráulicas adecuadas para el desarrollo de un flujo favorable, que permite alcanzar el abatimiento del nivel freático necesario, anterior a la excavación, en un tiempo razonable para el programa de construcción. Estas condiciones estratigráficas son comunes en el Valle de México en las Zonas de Transición *(Zona II)*, y

en algunas áreas del Centro de la Ciudad *(Zona I)*. En cambio, hacia el oriente de la Ciudad, donde se inicia la *Zona de Lago Virgen*, estos estratos permeables no existen, o son muy profundos.

- *Cuando no existen estratos permeables intercalados* en el depósito de arcillas, dentro de la profundidad del abatimiento, los sistemas de bombeo por gravedad ofrecen una respuesta lenta al descenso del nivel freático. En tales casos, es necesario recurrir al auxilio de la electrósmosis para acelerar el drenaje de la arcilla y alcanzar la profundidad de abatimiento requerida, en un tiempo de *2 a 3* semanas. Este sistema se conoce con el nombre de *Bombeo Electrosmótico* y ha sido empleado con buenos resultados prácticos, tanto en el *control de las expansiones como en la estabilización de los taludes y el fondo de las excavaciones.*

Los principios científicos de la electrósmosis y los aspectos tecnológicos que han permitido su aplicación práctica en Europa, Estados Unidos, Canadá y la Ciudad de México, fueron ampliamente expuestos en varias conferencias sustentadas por el Dr. Leo Casagrande, en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, en 1961; las cuales fueron publicadas por la Revista INGENIERIA en 1962, bajo el título de *"La Electrósmosis y Fenómenos Conexos"*.

Abatimiento electrosmótico

La electrósmosis es un fenómeno físico descubierto por Reuss en Moscú, en 1809, cuándo observó que, al aplicar una diferencia de potencial eléctrico continuo en ambos lados de una membrana de colodión sumergida en agua, ésta fluía a través de la membrana, de manera semejante al fenómeno de la ósmosis producida por dos soluciones salinas de diferente concentración separadas por una membrana. De aquí el nombre de *electrósmosis*. Más tarde, en 1879, Helmholtz explicó la naturaleza del fenómeno y propuso una teoría que relaciona la velocidad del flujo electrosmótico v_e, a través de un tubo capilar, con el gradiente de potencial eléctrico i_e, según la ecuación:

$$v_e = k_e\, i_e$$

En la que: k_e es la permeabilidad electrosmótica del medio poroso, expresada por:

$$k_e = v_e / i_e$$

Esta ecuación es semejante, en su estructura, a la ley de Darcy para el flujo hidráulico a través de un medio poroso

La permeabilidad electrosmótica se define como la velocidad del flujo del agua en un medio poroso, *en cm/seg*, bajo la acción de un gradiente de potencial eléctrico de *1 voltio/cm*.

A mediados de la década de 1930, Leo Casagrande[43] investigó la permeabilidad electrosmótica de varios suelos saturados, incluyendo arcillas, limos y arenas finas, cuya permeabilidad hidráulica, k, variaba entre 10^{-8} *y* 10^{-4} *cm/seg*. Casagrande encontró que *la permeabilidad electrosmótica,* k_e, *para esta amplia gama de suelos es casi constante, variando entre* 4×10^{-5} *para arenas finas y* 6×10^{-5} *cm/seg para arcillas de alta plasticidad*. También comprobó el *aumento en la velocidad de consolidación* de las arcillas sometidas a un gradiente eléctrico y observó el desarrollo de fuertes *tensiones capilares en el agua de los poros de los limos y las arcillas* limosas. Este último fenómeno fue aplicado, posteriormente, a la estabilización de taludes en excavaciones inestables en este tipo de suelos, en los que el tratamiento electrosmótico elimina las fuerzas de filtración y genera tensión en el agua del suelo; ambos fenómenos son altamente favorables a la estabilidad del talud y del fondo.

La primera aplicación de la electrósmosis a escala natural, fue realizada por L. Casagrande en 1939, para estabilizar los taludes fallados en una excavación en Salzgitter, Alemania. Los taludes originales tenían pendiente de 2:1 y profundidad de 8 m, en un depósito de limo eólico saturado. Después de 2 días de operación de una instalación electrosmótica, fue posible reanudar la excavación con un talud seco y estable, con pendiente de 0.3:1. Otros casos prácticos exitosos y algunos espectaculares, que se describen en la referencia anterior, siguieron al primero.

Experiencias en el Valle de México

En las arcillas coloidales sódicas del Valle de México, el coeficiente de permeabilidad electrosmótica, k_e, *varía de* 5×10^{-5} *a* 6×10^{-5} *cm/seg*. Comparando estos valores con los de la permeabilidad hidráulica media, $k = 10^{-7}$ *cm/seg*, obtenida de pruebas de consolidación uniaxial en el

intervalo virgen de la curva de compresibilidad [21], k varía entre 5×10^{-8} y 10^{-7} cm/seg, para contenidos de agua comprendidos entre *200% y 400%*, lo que implica que *la permeabilidad electrosmótica puede ser de unas 500 a 1000 veces mayor que la hidráulica.* Esta gran diferencia de permeabilidades ha permitido aplicar la electrósmosis en la ejecución de excavaciones profundas en las arcillas de la Ciudad de México, con dos propósitos prácticos:

- Estabilizar los taludes y el fondo de excavaciones en zonas críticas con espacios reducidos y sobrecargas superficiales (figura *3–44a*).
- Acelerar el abatimiento del nivel freático antes de la excavación, para eliminar la expansión lenta y reducir la expansión elástica neta.

Figura 3–44a. *Excavación para un paso a desnivel en el centro de la ciudad de México, a 7.5m de profundidad, estabilizando los taludes y abatiendo el nivel freático mediante bombeo electrosmótico (1965)*

La figura *3–44b* presenta gráficas obtenidas en una excavación en arcillas, a 9.0m de profundidad, en las que se muestra la evolución del abatimiento electrosmótico de la presión de poro en la arcilla medida con piezómetros de membrana instalados a *12 m* de profundidad, en dos lugares distintos del mismo sitio, antes de la excavación[48]. Se observa una velocidad media del abatimiento piezométrico de *60 cm/día.* En

este caso se aplicó a los electrodos un gradiente eléctrico medio de *0.2 voltios/cm* de separación entre ellos, el cual generó un gradiente medio efectivo de *0.03 V/cm en la masa de arcilla.* En los pozos y se usaron bombas eyectoras instaladas a 14 m de profundidad.

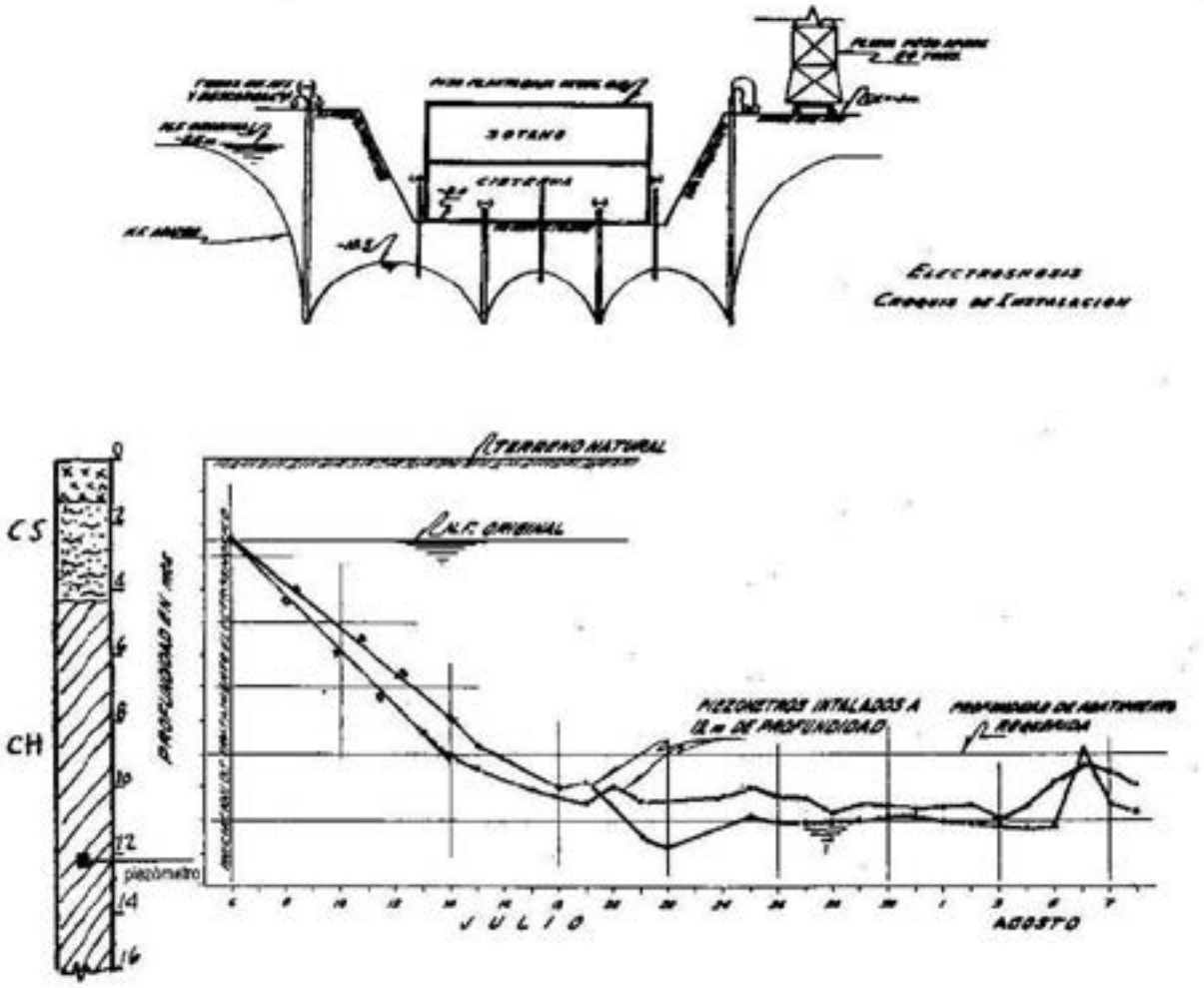


Figura 3–44b. *Evolución del abatimiento piezométrico en arcilla del Valle de México mediante una instalación de bombeo electrosmótico*[48]

Ejemplo ilustrativo

La aplicación práctica de los conceptos antes expuestos, relativos al efecto del abatimiento previo del nivel freático en la magnitud de las expansiones del fondo de la excavación, se explica a continuación mediante el siguiente ejemplo:

Supóngase que, en el mismo caso presentado en el ejemplo anterior, no existiera el estrato permeable a 13.5 m de profundidad, sería entonces necesario abatir el nivel freático inicial mediante bombeo electrosmótico, hasta la profundidad h_a, requerida para impedir la expansión volumétrica del fondo. Esta profundidad del abatimiento se determina mediante la ecuación *(3–41a)*:

$$h_a = \gamma_n D_f / \gamma_w) = 12/1 = 12\ m$$

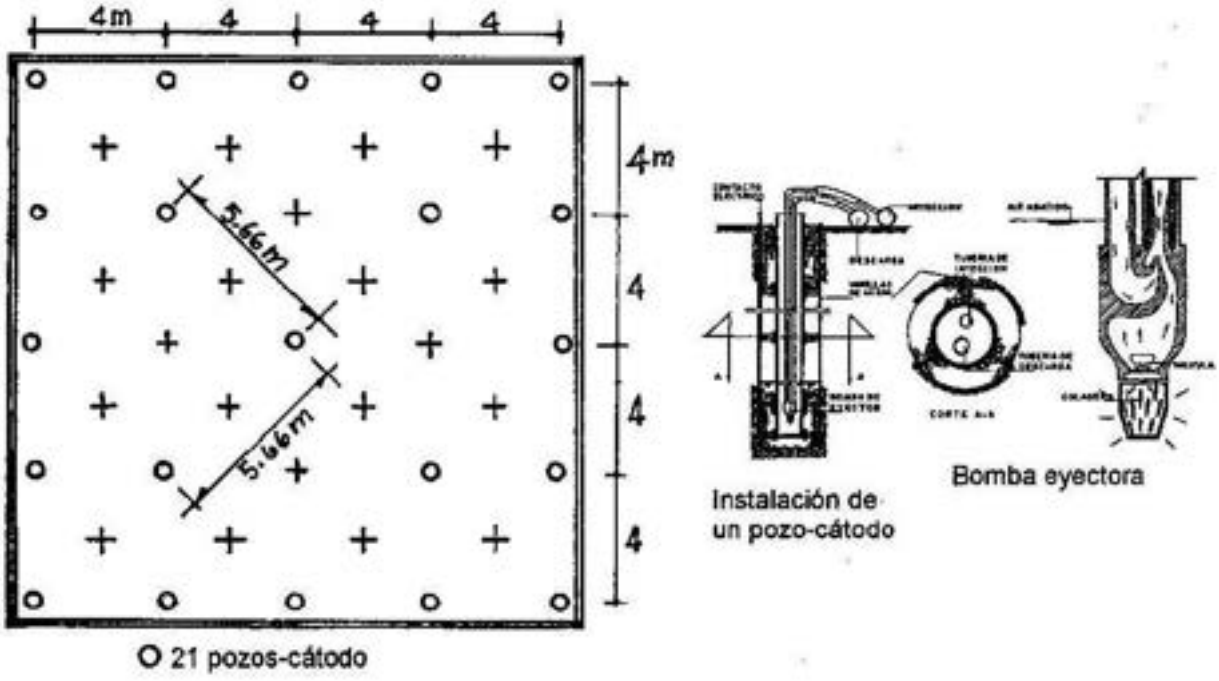
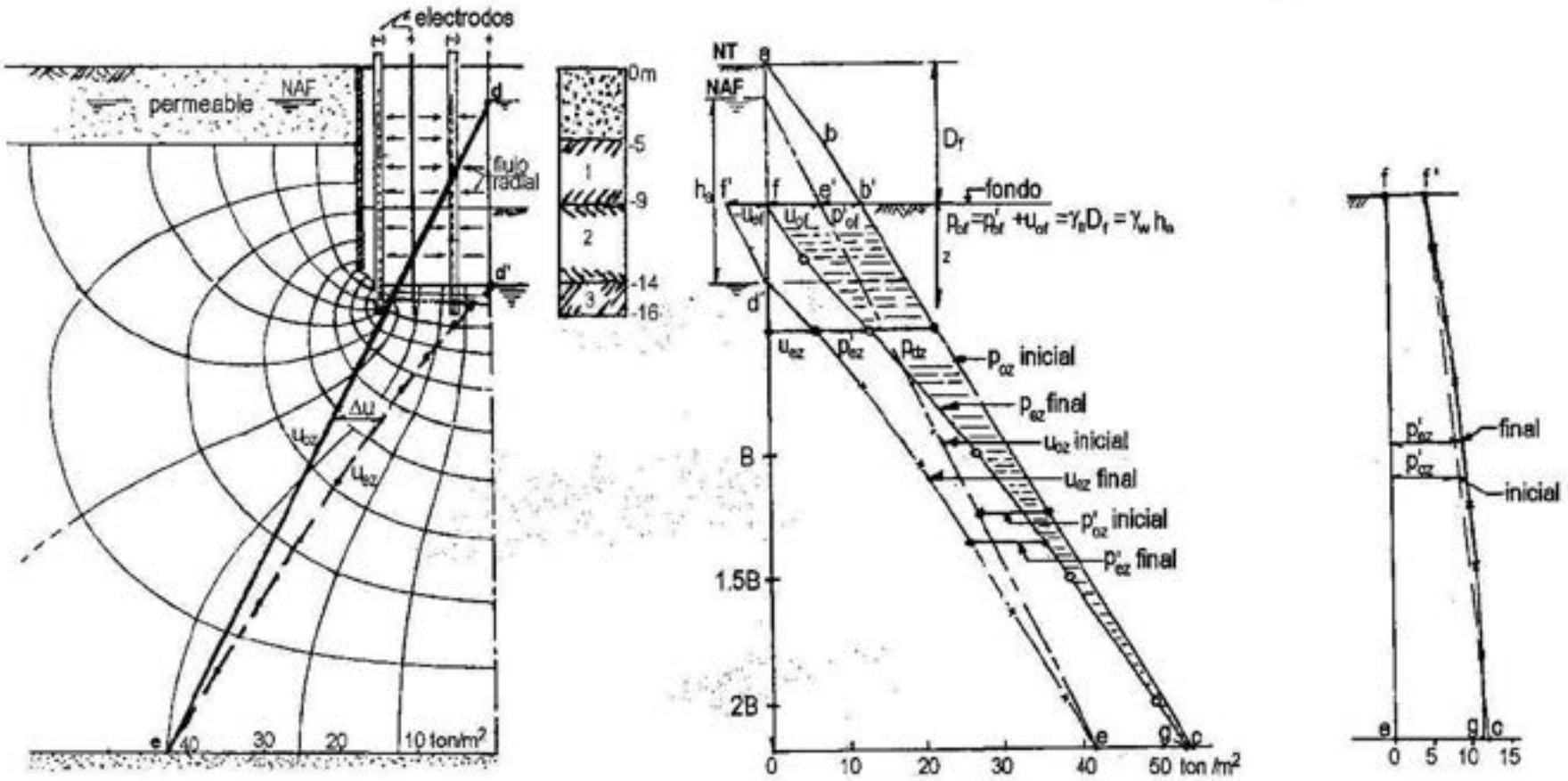


Figura 3–45. *Distribución de electrodos en planta y detalles de instalación de pozos-cátodo y bombas eyectoras*

Para alcanzar este abatimiento considérese una instalación de bombeo electrosmótico con pozos a 16 m de profundidad, cuya distribución en planta se ilustra en la figura *3–45*. En los electrodos se aplicará un gradiente de potencial, comúnmente usado en la práctica, igual a *0.2 voltios/cm* de separación. Se puede suponer que la velocidad media del abatimiento será de *0.6 m/día*, semejante a la de la figura *3–44b*; esto implica que se requerirán *20 días de bombeo* para alcanzar el abatimiento deseado de *12 m*. La zona de influencia del campo eléctrico queda definida por el bloque de suelo contenido entre los muros perimetrales a la zona por excavar y la punta de los electrodos, a 16 m de profundidad. Durante este lapso, se tendrá un *flujo electrosmótico*

horizontal del agua, en direcciones radiales a los pozos de bombeo, a partir de las varillas intermedias entre los pozos, las cuales funcionan como electrodos positivos (ánodos) que impulsan el agua de la arcilla hacia los pozos-cátodo que la atraen. Por tanto, *en esta zona se desarrolla un proceso de consolidación acelerada por el flujo electrosmótico radial.*

Por otra parte, en la arcilla que circunda a la zona de flujo electrosmótico, donde la influencia del campo eléctrico es despreciable, se desarrolla una red de flujo hidráulico *en la que el agua fluye por gravedad,* como la que muestra la figura *3–46a.* Esta red se desarrolla entre tres equipotenciales horizontales: la superior es la frontera entre la arcilla y la costra superficial permeable; la inferior es la frontera profunda del acuífero, y la del interior del área por excavar es el nivel freático abatido, representado simbólicamente por un plano horizontal; esta frontera es en realidad una serie compleja de pequeñas superficies curvas tridimensionales que se apoyan en puntos localizados en cada electrodo. De esta red de flujo se obtiene la distribución de presiones finales en el agua de los poros de la arcilla, indicada por la curva punteada marcada con la letra u_{ez}. Esta curva se traslada al diagrama de presiones totales, iniciales y finales, de la figura *3–46b,* el cual representa la distribución de la presión de poro final u_{ez} según la línea *f'd'e,* en la que *f'd'* representa la tensión en el agua creada dentro de la zona electrosmótica después de alcanzar el abatimiento final. En este mismo diagrama se muestra la curva *fg,* en línea continua marcada con círculos, que representa la distribución final de la presión total p_{ez} después de excavar. *La diferencia entre las abscisas de la curva fg y el diagrama de presión de poro final u_{ez} indicado por la línea f'd'e representa la distribución de la presión intergranular final p'_{ez}.* Trasladando este diagrama de presión intergranular final *f'fge* al lado izquierdo de la figura *3–46c,* se le puede comparar con el diagrama de presión intergranular inicial *e'b'ce,* antes de excavar, mostrado al lado derecho de la figura; se podrá observar que son casi iguales, lo que significa que *el decremento de presión intergranular p'_{dz} dado por la diferencia entre ambos diagramas es prácticamente nulo; es decir que, se logra el objetivo de nulificar la expansión volumétrica lenta al excavar.*



(a) Red de flujo con abatimiento electrosmótico

(b) Evolución de las presiones: total, de poro e intergranular, antes de abatir el NAF y después de excavar

(c) Presión intergranular inicial y final

Figura 3-46. *Diagramas de distribución de presiones: total, de poro e intergranular bajo el fondo, antes y después de excavar*

Instalación del sistema de bombeo

Pozos cátodo

Los pozos profundos se localizan en una retícula al *tresbolillo* con separación $D_e = 566$ *cm*, como muestra la figura *3–45a*; la perforación tiene diámetro $d_p = 30$ *cm*, y profundidad de *16 m*; en el interior del pozo se aloja un tubo de PVC hidráulico ranurado de *10 cm de diámetro*, envuelto en fieltro de geotextil, provisto de una *canastilla* de ángulos de acero soldados a anillos de solera de acero; los ángulos están en contacto con la pared del pozo para servir como electrodos negativos (cátodos), como ilustra el esquema de la figura *3–45b*. A este arreglo de *pozo-canastilla-ademe* se le llama *pozo cátodo*. Dentro del ademe se instala una pequeña bomba de eyector hidráulico; el conjunto de eyectores es accionado por una bomba centrífuga instalada en la superficie del terreno, la cual suministra el agua a presión necesaria para activar el venturi del eyector que crea la succión del agua del pozo.

Electrodos positivos

Intercalados entre los pozos-cátodo se hincan en el terreno los electrodos positivos (ánodos), formados por varillas de acero o tubos de cobre, llevados a la misma profundidad que los pozos.

Los ánodos (+) y cátodos (–) se conectan a un generador de corriente continua, observando la polaridad correcta. Se activan el generador y la bomba centrífuga para poner en funcionamiento el sistema de bombeo y la electrósmosis, que acelera el abatimiento del nivel freático e inicia el proceso de consolidación electrosmótica de la arcilla comprendida en el bloque influenciado por el campo eléctrico.

Cálculo del asentamiento por abatimiento previo ρ_a

El abatimiento previo del nivel freático crea dos procesos de consolidación en la masa de arcilla:

- En el bloque de suelo afectado por el campo eléctrico, en el que el agua fluye radialmente hacia los pozos de bombeo, acelerada por la electrósmosis; *esta es la zona de consolidación electrosmótica.*

- En la masa de arcilla que rodea al bloque electrosmótico; *en esta zona el agua fluye por gravedad y el proceso de consolidación es puramente hidrodinámico*, dependiendo sólo de la permeabilidad hidráulica.

Consolidación electrosmótica

De acuerdo con L. Casagrande, el proceso de consolidación electrosmótica con drenaje radial, es semejante al que se presenta cuando se instalan pozos punta con vacío para acelerar la consolidación hidrodinámica de suelos compresibles de baja permeabilidad, en los que el agua del suelo fluye bajo la acción de dos gradientes:

- *Un gradiente hidráulico generado por el abatimiento del nivel del agua dentro del pozo de bombeo.*
- *Un gradiente de succión generado bajo la acción del vacío aplicado a la pared del pozo, en toda su profundidad.*

Cuando se usa electrósmosis asociada a pozos de bombeo profundos se crea en el suelo un gradiente eléctrico que aumenta la velocidad del flujo radial del agua, de modo semejante que el gradiente de succión por vacío, pero con intensidad varias veces mayor, dependiendo del gradiente eléctrico aplicado al suelo. La velocidad del agua bajo el gradiente eléctrico es muy alta comparada con la del gradiente hidráulico, por lo que la influencia de éste último en el proceso de consolidación de una arcilla puede considerarse despreciable.

El proceso de consolidación por flujo electrosmótico radial puede analizarse de modo semejante que la consolidación por flujo hidráulico radial alrededor de drenes verticales de arena resuelta por Barron [49], en la que interviene el coeficiente de consolidación hidrodinámica de la teoría de Terzaghi *(ver capítulo 1–7)*, el cual se expresa por:

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \qquad (1\text{–}57a)$$

En la ecuación anterior, k es el *coeficiente de permeabilidad hidráulica del suelo*, que se define como la velocidad del agua bajo un *gradiente hidráulico unitario*, el cual se expresa por:

$$k = v/i$$

$$\textit{Cuando} \quad i = 1, \quad k = v_1$$

Por otra parte, la velocidad del agua del suelo bajo la acción de la electrósmosis es proporcional al gradiente eléctrico efectivo promedio, lo cual se expresa por:

$$v_e = k_e\, i_{em}$$

El gradiente eléctrico efectivo medido en el campo, en aplicaciones reales, es de *0.03 voltios/cm* para un gradiente total de *0.2 voltios/cm*. Para obtener la misma velocidad de flujo hidráulico $v_l = v_e$, se requeriría una permeabilidad hidráulica equivalente $k_{eq} = 0.03k_e$; valor que substituido en la ecuación de Terzaghi *(1–57a)* daría un coeficiente de consolidación electrosmótica equivalente C_{ve} *para el gradiente de 0.03 V/cm:*

$$C_{ve} = \frac{0.03k_e}{m_v \gamma_w}$$

Tomando los siguientes valores como representativos de este caso, para una arcilla cuyo contenido de agua promedio es de 300%:

$$k_e = 5x10^{-5}\ cm/seg$$
$$m_v = 0.3\ cm^2/kg$$
$$\gamma_w = 10^{-3}\ kg/cm^3$$

Se tendrá el siguiente valor del coeficiente de consolidación equivalente C_{ve}, *bajo gradiente eléctrico de 0.03V/cm*:

$$C_{ve} = \frac{0.03 \times 5 \times 10^{-5}}{0.3 \times 10^{-3}} = 0.005\ cm^2/seg$$

Expresado en días:

$$C_{ve} = 0.005 \times 86400 = 432\ cm^2/día$$

Este valor es unas 23 veces mayor que el coeficiente de consolidación hidrodinámica C_v, propio de este tipo de arcillas; por tanto, con este valor medio del gradiente eléctrico el proceso de consolidación electrosmótica será 23 veces más rápido que el proceso de consolidación hidrodinámica.

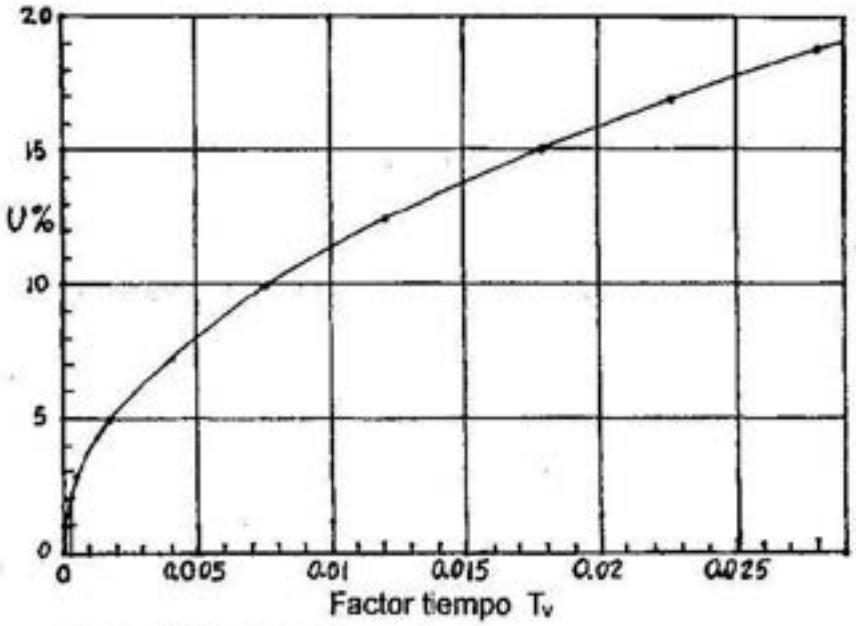


Figura 3-47a. Drenaje vertical

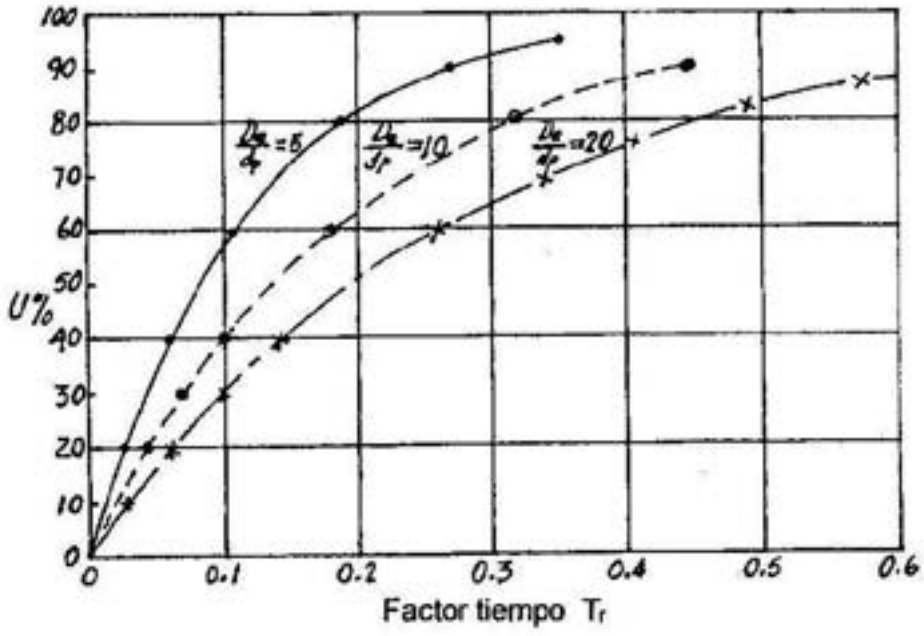


Figura 3-47b. Compresión vertical y drenaje radial

El grado de consolidación U_{r20}, que alcanza la masa de arcilla sometida a flujo electrosmótico radial durante *20 días*, que requiere el abatimiento del nivel freático, es función del factor tiempo correspondiente a este mismo período, T_{r20}, el cual se obtiene de la siguiente expresión de Barron, para flujo radial:

$$T_{r20} = \frac{C_{ve} t_{20}}{D_e^2} = \frac{432 \times 20}{566^2} = 0.027$$

La relación entre T_{r20} y U_{r20} para consolidación con flujo radial, establecida analíticamente por Barron [49] para el caso de drenes verticales de arena, se presenta en la gráfica de la figura *3–47b*. Las curvas corresponden a diferentes relaciones entre la separación de los drenes D_e, y el diámetro del pozo donde se alojan d_p, dada por $n = D_e/d_p$. En el presente caso, $n = 566/30 = 18.9$, por lo que se puede usar la curva correspondiente a $n = 20$, en la cual se observa que, para un valor de $T_{r20} = 0.027$, *se tiene* $U_r = 10\%$. Es decir que, durante los 20 días del período de bombeo previo, *el bloque de arcilla afectada por el campo eléctrico alcanzará un grado de consolidación* $U_{r20} = 10\%$.

Cálculo del asentamiento por capas

El asentamiento por consolidación de una capa individual de arcilla durante el tiempo de abatimiento previo se expresa por:

$$\rho_{ai} = \rho_{fi}\, U_{r20} = m_{vi}\, \Delta p'_i\, h_i\, U_{r20}$$

Donde:

- ρ_{ai} Asentamiento de la capa de arcilla de espesor h_i
- ρ_f Asentamiento máximo de la capa, al final del proceso de consolidación
- m_{vi} Módulo de compresibilidad de la arcilla
- $\Delta p'_i$ Valor final del incremento de presión intergranular, igual a la pérdida de presión de poro Δu.

Considérese el espesor de la arcilla del bloque electrosmótico dividido en 3 capas, que se muestran al lado de la figura *3–46a*.

- La primera, comprendida entre 5 y 9 m de profundidad, que es el fondo de la futura excavación.
- La segunda, entre 9 y 14 m de profundidad, que es la del nivel freático abatido.
- La tercera, entre 14 y 16 m, que es la profundidad de la punta de los electrodos, la cual marca el límite inferior del bloque sometido a consolidación electrosmótica.

La pérdida de presión de poro Δu, al centro de cada capa, se obtiene del diagrama *de* en la figura *3–46a*, que representa la diferencia entre la presión de poro inicial u_{oz} y la final u_{ez}.

El asentamiento total de la superficie del terreno en el período de abatimiento, *despreciando la deformación de la costra superficial*, es la sumatoria de los asentamientos individuales de cada una de las capas de arcilla, según la tabla siguiente:

Capa	m_v cm^2/kg	$\Delta p' = \Delta u$ kg/cm^2	h cm	U_{r20}	ρ_i cm
1	0.3	0.5	400	0.10	6.0
2	0.3	0.95	500	0.10	14.3
3	0.3	1.1	200	0.10	6.6

$\Sigma\rho_i = 26.9$cm

El asentamiento del plano del fondo es la suma de los asentamientos indi viduales de las capas 2 y 3, que es igual a: $\rho_o = 20.9$ *cm, en 20 días.*

Consolidación hidrodinámica

El estrato de arcilla que se encuentra debajo del bloque electrosmótico *también aporta un asentamiento por consolidación hidrodinámica*, cuyo valor se puede estimar con base en la teoría clásica de Terzaghi para una capa con doble drenaje vertical (Capítulo 1–7, fig.1–36). En el presente caso, para la arcilla con 323% de contenido de agua se determinó un coeficiente de consolidación hidrodinámica $Cv = 20\ cm^2/dia$. Se tienen además los siguientes datos pertinentes:

Semiespesor del estrato	$H = 1400\ cm$
Tiempo del abatimiento piezométrico	$t_{20} = 20$ días
Módulo de compresibilidad	$m_v = 0.22\ cm^2/kg$
Incremento de esfuerzo efectivo medio	$\Delta p'_m = 0.386\ kg/cm^2$

El factor tiempo correspondiente será:

$$T_{v20} = C_v\, t_{20} / H^2 = 20 \times 20 / 1400^2 = 0.0002$$

De la gráfica *3–47a* se obtiene: para $T_v = 0.0002$, $U_{20} = 2\ \%$

El asentamiento está dado por:

$$\rho_{ah} = m_v\, \Delta p'_m\, 2H\, U_{20}$$

El valor medio $\Delta p'_m = \Delta u_m$, obtenido del diagrama $(u_{oz}-u_{ez})$ de la figura *3–46b*; al dividir el área del diagrama entre su altura es:

$$\Delta p'_m = 0.386\ kg/cm^2$$

Substituyendo valores: $\rho_{ah} = 0.3 \times 0.386 \times 2800 \times 0.02 = \underline{6.5\ cm}$

Agregando este valor se tendrá el asentamiento total del plano del fondo producido durante los 20 días de abatimiento del nivel freático.

$$\rho_{a\ total} = 20.9 + 6.5 = \underline{27.4\ cm}$$

Conclusión:

Puesto que, el decremento de esfuerzo intergranular después de excavar es nulo, la expansión lenta es también nula, y el asentamiento neto de la cimentación por recuperación de la expansión será:

$$\rho_r = \rho_i - \rho_{a\ total} = 32.1 - 27.4 = \underline{4.7\ cm}$$

Este valor del asentamiento de la estructura está dentro de los límites admisibles, según el Reglamento de Construcciones del DF[45].

Capítulo 3-7 542

Un caso práctico 542
Diseño de una excavación profunda 542
Estratigrafía y propiedades del sitio 542
Estratigrafía *544*
Empuje horizontal del suelo 544
Cálculo de la presión teórica de Rankine 546
Perfil del suelo *546*
Propiedades mecánicas *546*
Presión activa total dentro de la costra superficial *548*
Presión activa total en los estratos de arcilla saturada. *548*
Cálculo de la presión activa total redistribuida *549*
Estabilidad de la pata del muro 549
Factor de seguridad de la pata 550
Falla del fondo por subpresión 553
Abatimiento piezométrico necesario *554*
Control de las expansiones del fondo 555
Cálculo del asentamiento ρ_a 557
Cálculo de la expansión elástica inmediata ρ_i 560
Expansión lenta *560*
Expansión neta final ρ_n *561*
Asentamiento de la cimentación y estructura 561
Estabilidad del fondo de la excavación 561
Análisis de la estabilidad del fondo 562
Factor de seguridad en el caso a. *565*
Factor de seguridad en el caso b. *565*
Factor de seguridad en el caso c. *565*
Factor de seguridad en el caso d. *566*
Factor de seguridad recomendable 566

Capítulo 3-7

Un caso práctico

Diseño de una excavación profunda

Se describe a continuación el diseño geotécnico de una excavación profunda para la construcción de un cajón de cimentación compensada, realizada en las arcillas blandas, compresibles y expansibles de la ciudad de México. El área a excavar tiene planta cuadrada de 30 m por lado, y el fondo se encuentra a 12 m de profundidad respecto al terreno circundante. El cajón de la cimentación es de concreto armado y alojará 4 niveles de estacionamientos para automóviles. Los linderos de la excavación estarán soportados por muros verticales de concreto colados en zanja estabilizada con lechada bentonítica y apoyados en puntales de acero estructural, como ilustra la figura *3–48*.

El diseño geotécnico del procedimiento constructivo incluye:

- Determinación del empuje del suelo sobre los muros de contención, del cual se obtienen las cargas que deben soportar los muros y los puntales.
- Análisis de la estabilidad del fondo por subpresión.
- Análisis de las expansiones del fondo por descarga.
- Diseño del sistema de bombeo para abatir la subpresión y reducir la expansión del fondo de la excavación.
- Análisis de la estabilidad del fondo por esfuerzos cortantes y diseño del procedimiento de construcción, para mantener la seguridad del fondo contra este tipo de falla.

Estratigrafía y propiedades del sitio

La figura *3–48* presenta el perfil estratigráfico del sitio, el cual se obtuvo clasificando, en el laboratorio, las muestras alteradas continuas extraídas con el muestreador estándar de pared gruesa. También se presenta la gráfica de la variación de la resistencia a la penetración del cono eléctrico, representativa de 3 sondeos de cono realizados.

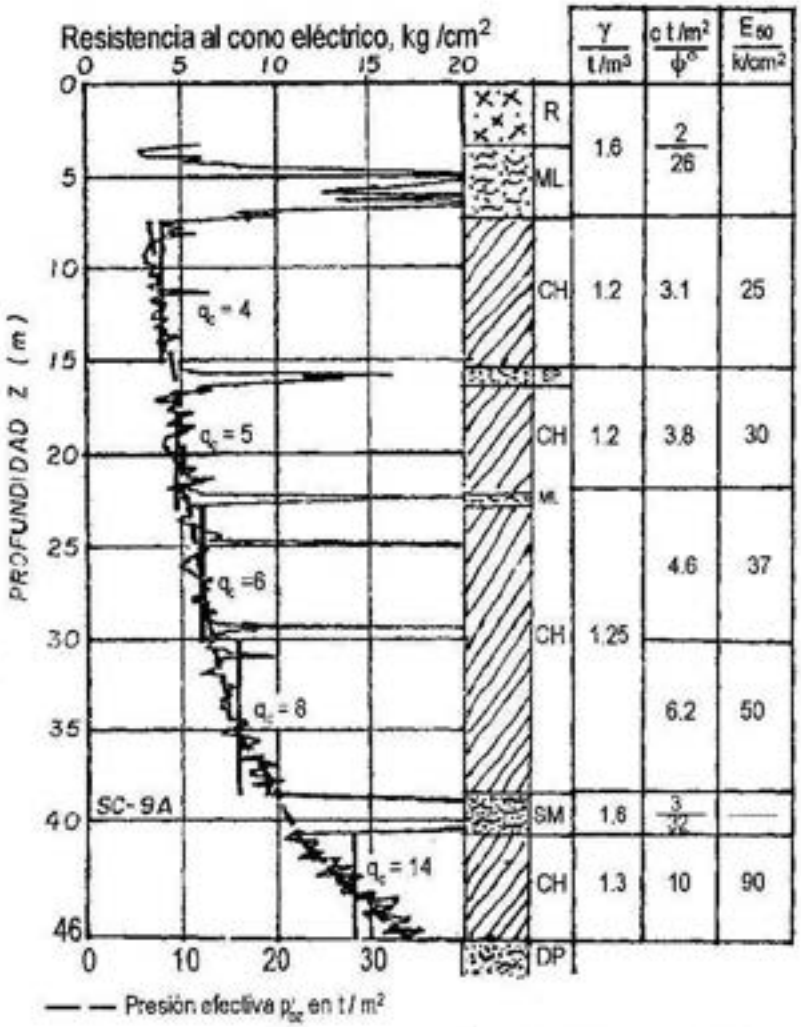
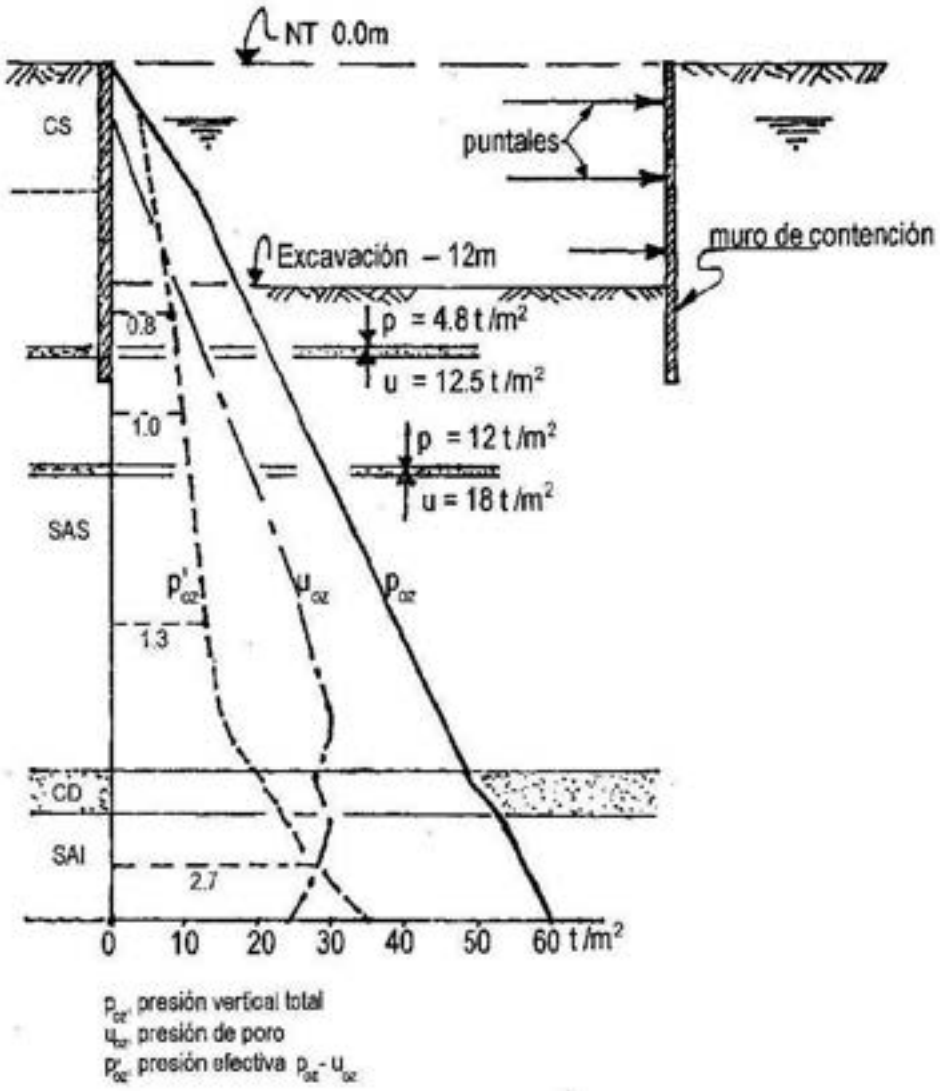


Figura 3-48. Estratigrafía, propiedades mecánicas, presiones verticales y de poro, iniciales



Estratigrafía

La costra superficial (CS) formada por arenas limosas *(SM)* y limos arenosos *(ML) semipermeables;* tiene *7.5 m* de espesor, peso volumétrico húmedo de *1.6 ton/m³* y resistencia al corte en prueba triaxial consolidada no-drenada *(CU)* en la cual la cohesión $c = 2\ ton/m^2$ y ángulo de fricción interna $\phi = 26°$; el nivel freático se identificó a *3m* de profundidad.

La serie arcillosa superior (SAS), que subyace a la costra superficial, alcanza la profundidad de *38 m,* está constituida por depósitos lacustres de arcilla blanda de alta plasticidad *(CH)* y de *muy baja permeabilidad;* tiene un estrato de arena basáltica fina *(SP) permeable* a *15.5 m* de profundidad, cuyo espesor es de *30 cm,* en la que la presión en el agua de los poros es de $12.5\ ton/m^2$; otra delgada capa de limo arenoso *(ML) semipermeable* se encuentra a *22 m* de profundidad, donde la presión hidrostática es de $19\ ton/m^2$.

La capa dura (CD) que aparece bajo la serie arcillosa superior está formada por limos arenosos *(ML)* muy compactos, con espesor de *2.6 m.*

La serie arcillosa inferior (SAI), formada por depósitos lacustres de arcilla *(CH),* subyace a la capa dura.

Los depósitos profundos (DP) de arenas limosas y limos arenosos *(SM–ML)* fluvio-lacustres, muy compactos, se encuentran a *40 m* de profundidad.

La tabla de la figura *3–48* contiene los valores promedio de la resistencia no drenada de las arcillas, c_u, en cada capa, así como el valor del módulo de elasticidad E_{50}; ambas propiedades estimadas a partir de correlación experimental entre la resistencia a la penetración del cono eléctrico y pruebas de compresión triaxial no drenada[31].

Empuje horizontal del suelo

La figura *3–49a* muestra el diagrama teórico de distribución de la presión horizontal activa basado en la teoría de Rankine, representado por la poligonal *opqr*. La fuerza de empuje activo teórico, E_{at}, por metro lineal de muro, es el área *opqrv* del diagrama de presión positiva.

Debe recordarse que este diagrama de presión teórica se produce en la realidad solamente cuando el muro se desplaza paralelamente a sí mismo o gira alrededor de su base hacia el interior de la excavación; pero en una excavación ademada, el muro se desplaza girando alrededor de un eje superior ubicado al nivel de la primera línea de puntales; mientras que la pata se desplaza hacia la excavación, lo cual modifica la distribución de presión activa teórica p_a y la magnitud total del empuje activo teórico E_{at}.

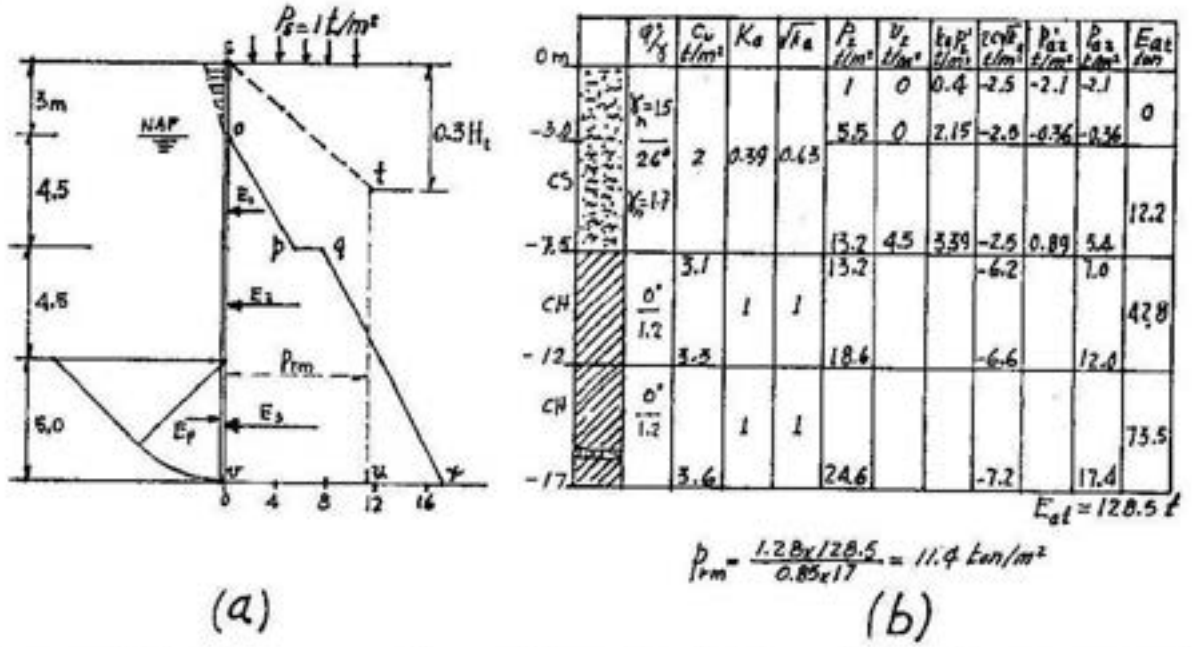


Figura 3-49. *Diagramas de presión activa teórica de Rankine, opqr, y de presión activa redistribuida, stu*

Para tomar en cuenta, de manera simplificada, la influencia del giro del muro en la distribución de la presión lateral del suelo, desarrollado como consecuencia del proceso de excavación y apuntalamiento, Terzaghi y Peck[28], basándose en mediciones experimentales realizadas en ademes de zanjas sin pata, encontraron que la distribución real de la presión, en suelos cohesivos, puede representarse por un diagrama trapecial como el que muestra la figura *3–28* del *capítulo 3–4*. La presencia de la pata restringe gradualmente el desplazamiento horizontal del muro bajo el nivel del fondo, produciéndose el desplazamiento máximo al nivel del fondo y disminuyendo con la profundidad de la pata; para tomar en cuenta esta restricción del desplazamiento de la pata, Peck propuso modificar el trapecio de presión redistribuida según la línea punteada *stuv* de la figura *3–49a*. El área del trapecio es: E_{ar} = *1.28 veces el área*

E_{at}, del diagrama lineal teórico *opqrs*, y alcanza su valor de presión activa redistribuida máxima p_{rm}, en el punto t ubicado a una profundidad de $0.3H_t$; siendo H_t la profundidad total del muro, incluyendo la pata. El valor de la *presión activa redistribuida máxima* p_{rm}, se expresa por:

$$p_{rm} = \frac{1.28E_{at}}{0.85H_t} \qquad (3\text{–}45)$$

Cálculo de la presión teórica de Rankine

La figura *3–49b* muestra el perfil de los suelos involucrados en la profundidad total del muro y las propiedades mecánicas de los suelos, que sirven de base para el cálculo de la presión activa teórica de Rankine a diferentes profundidades. El proceso del cálculo se muestra en la tabla de la misma figura. Enseguida se describen: el perfil del suelo y las propiedades mecánicas correspondientes, enfatizando las condiciones para su aplicación a los análisis de estabilidad de la excavación.

Perfil del suelo

Está constituido por dos estratos: el primero es la costra superficial *(CS)*, con espesor de *7.5 m*, y el segundo, formado por arcillas blandas de la serie arcillosa superior *(SAS)*, con espesor de *9.5 m*. El nivel freático se encuentra a *3.0 m* de profundidad.

Propiedades mecánicas

Costra superficial

Los suelos de la costra superficial son limos arenosos *(ML)* y arenas limosas *(SM)*, con ángulo de fricción $\phi = 26°$ *y cohesión* $c = 2\ ton/m^2$, en promedio, determinados en pruebas triaxiales consolidadas-no-drenadas *(CU)* practicadas en muestras inalteradas, con el contenido de agua natural. Este tipo de prueba representa, razonablemente bien, la evolución de la resistencia al corte de los *suelos granulares semipermeables* durante el tiempo de construcción del cajón de la cimentación. En los primeros *3 m* de espesor, el suelo se encuentra parcialmente saturado, por lo que los cambios de volumen, producidos por los cambios en el estado de esfuerzos, ocurren simultáneamente con la ejecución de la excavación. En la parte inferior de la costra, que se encuentra bajo el nivel freático, el suelo areno-limoso está saturado, pero, gracias a su

permeabilidad intermedia, puede ajustar su volumen a la velocidad con la que avanza la excavación. Sin embargo, ante la posibilidad de una falla rápida por esfuerzos cortantes, solamente se disiparía una pequeña parte de la presión de poro desarrollada durante el proceso de falla rápida; este proceso se reproduce en la prueba de laboratorio, de manera semejante, cerrando el drenaje de la cámara triaxial después de haber sido consolidadas las probetas de suelo bajo la presión confinante p_3, y antes de iniciar la etapa de falla del espécimen de suelo saturado *(capítulo 1–8)*.

Estratos de arcilla

La resistencia no-drenada de la arcilla c_u, se determinó por correlación entre la resistencia medida en pruebas triaxiales no drenadas y la resistencia a la penetración estática de la punta del cono eléctrico (figura *3–48)*. En las pruebas triaxiales no-drenadas *(UU)*, practicadas en especímenes inalterados de la arcilla saturada, no se permite el drenaje del agua del suelo durante todo el proceso de la prueba, lo cual implica que la *deformación de las probetas ensayadas se produce sin cambio de volumen*. Los resultados de las pruebas triaxiales se representan en el diagrama de Mohr, graficando los valores de los esfuerzos totales, p_1 y p_3, los cuales incluyen la presión de poro generada en todo el proceso de prueba. La envolvente de resistencia que se obtiene con esta forma de presentación es una línea horizontal, cuyo ángulo de inclinación ϕ *es nulo* y cuya ordenada al origen *es la resistencia natural no-drenada* c_u, *atribuida a la cohesión entre las partículas coloidales de la arcilla*; la resistencia al corte así determinada tiene la expresión:

$$s = c_u$$

Ante la acción de solicitaciones de corta duración *(1 a 2 días)*, la resistencia natural no-drenada c_u, de una masa de arcilla blanda saturada, puede considerarse, prácticamente, constante e independiente de la variación de las presiones totales que se generan al excavar y apuntalar. Esta es una condición aceptable para excavaciones temporales realizadas con un factor de seguridad adecuado.

Presión activa total dentro de la costra superficial

A cualquier profundidad z, dentro de la costra semipermeable, *la presión horizontal activa total de Rankine* (p_{az}) se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$p_{az} = p'_{az} + u_z$$

Donde:

$$p'_{az} = K_a(p_{az} - u_z) - 2c\sqrt{K_a}$$

Substituyendo:

$$p_{az} = K_a(p_z - u_z) - 2c\sqrt{K_a} + u_z$$

Arriba del nivel freático, la presión de poro u_z es negativa debido a la tensión capilar en el agua del suelo; el efecto de esta tensión se manifiesta como una cohesión aparente en la prueba de laboratorio, cuyo valor se incluye en la cohesión c, en la ecuación anterior; por tanto, en la zona no saturada de la costra superficial el valor de u_z se considera nulo. En la zona saturada que se encuentra bajo nivel freático, u_z adquiere el valor de la presión hidrostática.

La presión vertical total p_z es generada por el peso húmedo de las capas de suelo que se encuentran arriba de la profundidad z, aumentada de la presión de sobrecarga superficial, $p_s = 1\ ton/m^2$. O sea que:

$$p_z = \gamma_h\, z + p_s$$

El coeficiente de presión activa de Rankine vale:

$$K_a = \tan^2(45° - 26°/2) = 0.39, \qquad \text{y} \qquad \sqrt{K_a} = 0.63$$

Presión activa total en los estratos de arcilla saturada.

La presión activa total de Rankine p_{az}, producida a corto plazo por una arcilla saturada, a una profundidad z, se expresa en términos de esfuerzos totales, según la ecuación:

$$p_{az} = p_z - 2c_u$$

Aplicando esta ecuación a las profundidades de *7.5, 12 y 17 m*, se obtienen los valores correspondientes de la presión activa total teórica p_{az}, representados por la recta qr del diagrama de presiones de la figura *3–49a*.

Cálculo de la presión activa total redistribuida

El diagrama de presión teórica muestra una pequeña presión negativa *(tensión)* en los primeros *3.6 m* de profundidad; esta tensión se desprecia al valuar la fuerza de empuje activo teórico E_{at}, puesto que el suelo no puede ejercer tensión sobre el concreto del muro. El diagrama de presiones positivas se subdivide, para fines de cálculo, en tres áreas cuyos valores son:

$E_1 = 12.2\ ton$, $E_2 = 42.8\ ton$, y $E_3 = 73.5\ ton$, cuya suma es el empuje activo teórico:

$$E_{at} = 128.5\ ton\ /\ ml$$

El diagrama empírico de presión redistribuida, para el muro con pata, está representado por el trapecio *stuv*, cuya altura media es:

$$H_m = \frac{H_t + 0.7H_t}{2} = 0.85H_t$$

El ancho del diagrama es el valor de la presión redistribuida máxima, p_{rm}.

$$p_{rm} = \frac{1.28 \times 128.5}{0.85 \times 17} = 11.4\ ton/m^2$$

Estabilidad de la pata del muro

La pata del muro está empotrada en el suelo que se encuentra bajo el fondo. A medida que se profundiza la excavación, el muro gira desplazando la pata hacia el interior. Este desplazamiento genera un empuje pasivo del suelo sobre la cara interior de la pata *(p_p en la figura 3–50)*, que debe ser capaz de equilibrar al empuje activo redistribuido *(p_{rm})*.

Por otra parte, al aplicar la precarga a los puntales del nivel inferior, se induce en el terreno exterior una reacción p_{em} contra el muro, como se indica en la figura *3–33 del capítulo 3–5*; esta presión, considerada uniforme, genera sobre el muro un momento flexionante respecto al nivel de apoyo de los puntales inferiores; el valor máximo de este momento es igual al momento resistente del muro M_r. La presión horizontal máxima p_{em}, que puede ejercer la pata contra el suelo exterior está dada por la ecuación *(3–29a) del capítulo 3–5*.

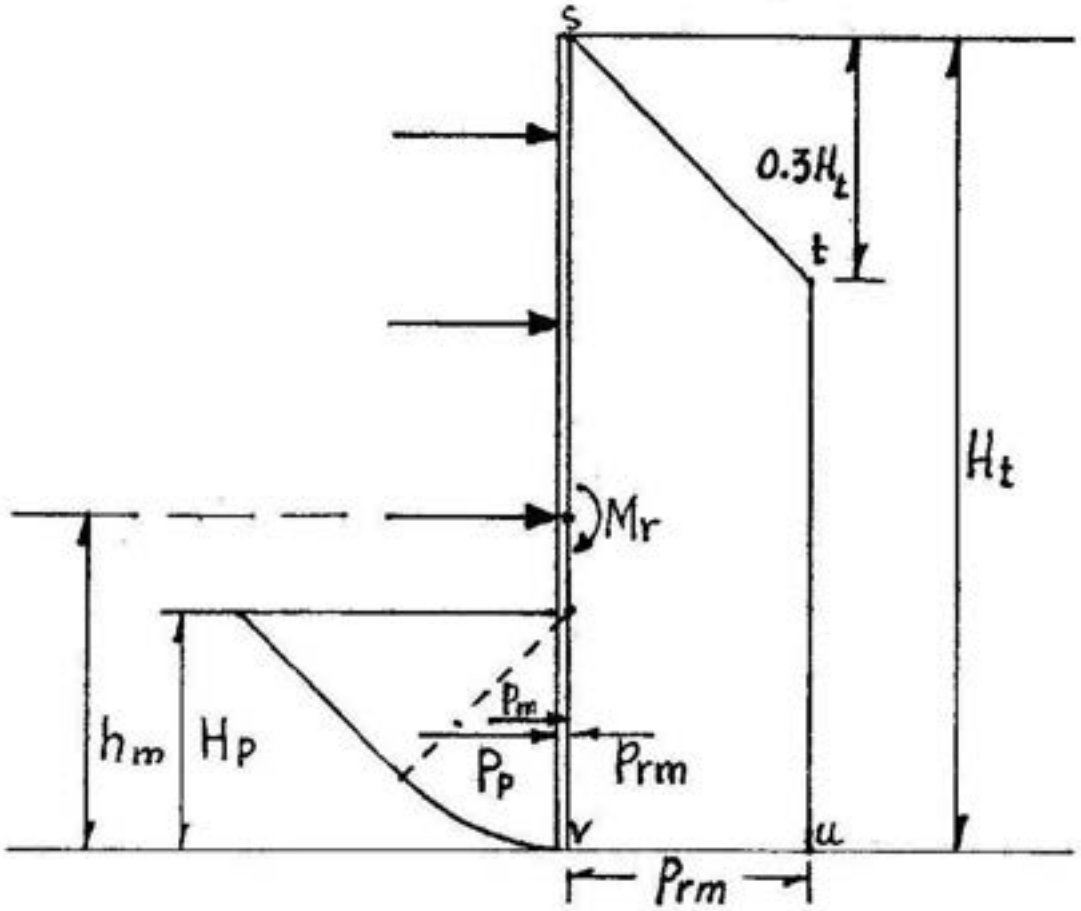


Figura 3–50. *Factor de seguridad de la pata incluyendo el momento resistente del muro, M_r*

Factor de seguridad de la pata

El factor de seguridad bidimensional *(FSb)*, contra falla de la pata, se expresa por la relación:

$$FS_{bp} = \frac{p_p + p_{em}}{p_{rm}} \qquad (3\text{–}46)$$

Donde:

- p_p Presión pasiva del suelo en la cara interior de la pata
- p_{em} Presión media equivalente al momento resistente del muro
- p_{rm} Presión activa redistribuida en la cara exterior de la pata.

La presión pasiva p_p, que puede desarrollar la arcilla sobre la cara interior de la pata está dada por la capacidad del mecanismo que muestra la figura *3–50*, el cual es una fracción del mecanismo de

Prandtl para una zapata de longitud infinita; la capacidad de este submecanismo se determina por la ecuación:

$$p_p = 3.57c_u + 0.5\,\gamma_n\,H_p \qquad (3\text{–}47)$$

De la ecuación *3–29a (capítulo 3–5)*, la presión máxima p_{em}, equivalente al momento resistente M_r, de la pata es:

$$p_m = \frac{2M_r}{h_m^2} \qquad (3\text{–}29a)$$

Substituyendo en *(3–46)*, el factor de seguridad bidimensional contra falla de la pata, incluyendo la resistencia del muro en flexión, se expresa por la ecuación:

$$FS_{bp} = \frac{3.57c_u + 0.5\gamma_s H_p + \dfrac{2M_r}{h_m^2}}{p_m} \qquad (3\text{–}48)$$

El momento resistente del muro, M_r, está dado por la capacidad del acero en tensión, expresada por la ecuación *3–29b, (capítulo 3–5)*. Supóngase, para el presente ejemplo, un muro de concreto con las siguientes propiedades:

$f'_c = 250\ kg/cm^2$
espesor $h = 60cm$
recubrimiento $r = 7.5cm$
porcentaje de acero en tensión $p = 0.01$
$f_y = 4200\ kg/cm^2$
factor de reducción $F_R = 0.7$.

Substituyendo valores en *(3–29b)* se tendrá:

$$M_r = 0.01 \times 60 \times 100 \times 0.7 \times 4.2(0.60 - 2 \times 0.075) = 79.4\ ton\text{-}m$$

Substituyendo valores en *(3–48)*, el factor de seguridad contra falla de la pata es:

$$FS_{bp} = \frac{3.57 \times 3.5 + 0.5 \times 1.2 \times 5 + \dfrac{2 \times 79.4}{7^2}}{11.4} = 1.64$$

En el presente caso, el valor obtenido para el factor de seguridad bidimensional es de *1.64*; este es un valor generalmente aceptable para una excavación en la que el fondo no permanecerá descargado por un lapso mayor de 15 días, según se recomienda al final del *capítulo 3–5*. Es decir que, dentro de este lapso se colará la losa del fondo de la cimentación, recuperando parte de la descarga y mejorando el factor de seguridad. Sin embargo, en excavaciones de grandes dimensiones, donde el proceso de construcción requiera un lapso mayor, durante el cual permanecerá descargado el fondo de la excavación, será necesario disponer de un factor de seguridad mayor para compensar la pérdida de resistencia al corte de la arcilla a través del tiempo, a la vez que se reducen los asentamientos de la superficie y de las estructuras colindantes. Una forma práctica de aumentar este factor bidimensional consiste en planear el proceso de la excavación para reducir la longitud del área descargada, con lo cual se transforma el mecanismo de falla de la pata en un caso tridimensional. En esta nueva geometría del mecanismo de falla, a la ecuación *(3–48)* se le agrega un nuevo factor que toma en cuenta el efecto de la tercera dimensión sobre la presión pasiva, como sigue:

$$FS_{tp} = \frac{3.57c_u\left(1+0.2\frac{B}{L}\right)+0.5\gamma_n H_p+\frac{2M_r}{h_m^2}}{p_{rm}} \qquad (3–49)$$

Donde:

B Ancho del mecanismo de falla (en este caso, $B=1.41H_p$)

L Longitud del área excavada a lo largo del muro

Despejando de esta ecuación la longitud L, se obtiene la ecuación *(3–49a)* que permite determinar la longitud de excavación máxima L_{max}, necesaria para alcanzar un mayor valor del factor de seguridad tridimensional, de acuerdo con el mayor tiempo de exposición del fondo a la descarga.

$$L_{max} = \frac{0.714Bc_u}{FS_{tp}p_{rm}-\left(0.5\gamma_n H_p+\frac{2M_r}{h_m^2}+3.57c_u\right)} \qquad (3–49a)$$

Por ejemplo: Supóngase que se requiere aumentar el factor de seguridad a *1.7*; en este caso, la máxima longitud excavada no deberá exceder de:

$$L_{max} = \frac{0.714 \times 7 \times 3.5}{1.7 \times 11.4 - \left(0.5 \times 1.2 \times 5 + 2 \times 79.4/7^2 + 3.57 \times 3.5\right)} = 27.2\ m.$$

Falla del fondo por subpresión

En la figura *3–51* se muestran los diagramas de distribución inicial de la presión vertical total y de la presión en el agua de los poros en la masa de suelo, referidos a un corte vertical que pasa por el centro del área por excavar. La línea *abc* indica la presión vertical total p_{oz}, y la línea *de* la presión en el agua de los poros del suelo u_{oz}, antes de iniciar la construcción de la cimentación.

Antes de efectuar la excavación, la presión total a *12 m* de profundidad vale:

de 0 a 7.5m	$\gamma_1 h_1 = 1.6 \times 7.5 = 12.0\ ton/m^2$
de 7.5 a 12.0m	$\gamma_2 h_2 = \underline{1.2 \times 4.5 = 5.4}$
presión total	$p_{12} = 17.4\ ton/m^2$

A 15.5 m de profundidad:

de 12 a 15.5m	$\gamma_3 h_3 = \underline{1.2 \times 3.5 = 4.2}$
presión total	$p_{15.5} = 21.6\ ton/m^2$

Al excavar hasta *12 m*, la presión total a *15.5 m* se reduce en *17.4 ton/m²*, quedando en *4.2 ton/m²*, que es menor que la presión hidrostática inicial en la capa de arena, $u_o = 12.5\ ton/m^2$. Por tanto, *se levantaría la arcilla del fondo de la excavación y se perdería el empuje pasivo de la pata, produciéndose así la falla por subpresión.*

La capa semipermeable de limo arenoso, a *22 m* de profundidad, muestra la misma condición de falla del fondo por subpresión.

El análisis anterior conduce a concluir que *es indispensable abatir la presión hidrostática en ambas capas permeables, antes de iniciar la excavación,* para lo cual se requiere instalar pozos de bombeo perforados hasta *24 m* de profundidad, para interceptar el estrato de limo arenoso y el de arena limosa. La figura *3–52,* muestra un esquema de los pozos profundos instalados en perforaciones de 30 cm de diámetro, provistos de un tubo de ademe ranurado de 10 cm de diámetro interior, dentro del cual opera una bomba del tipo eyector. La figura *3–45b* muestra un detalle de este tipo de bomba.

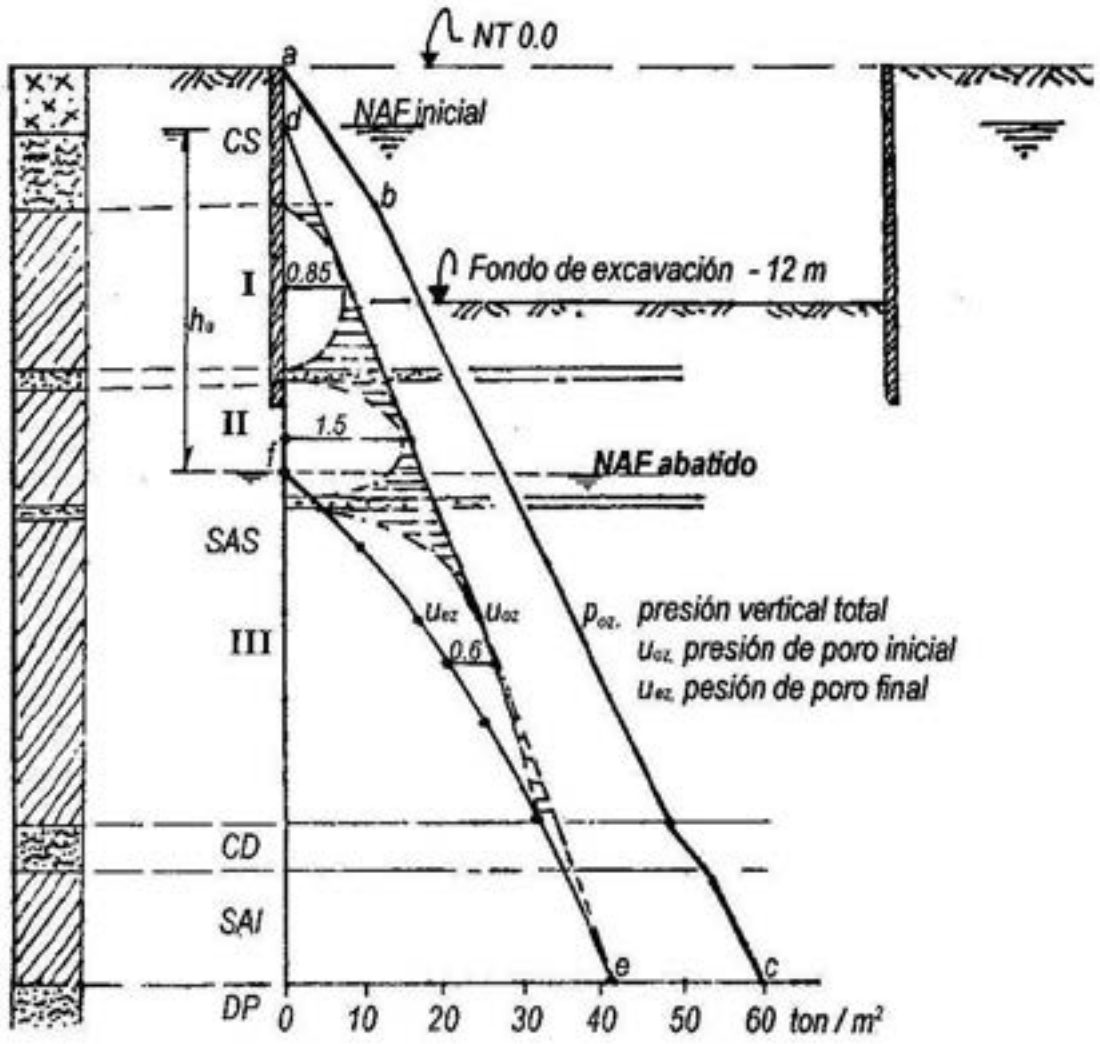


Figura 3-51. *Proceso de consolidación de los tres estratos de arcilla hacia los estratos de arena drenantes durante el abatimiento*

Abatimiento piezométrico necesario

Al terminar la excavación, la presión total de la arcilla en el contacto con la capa de arena se reducirá a:

$$p_{v3} = \gamma_3 h_3 = 1.2 \times 3.5 = 4.2 \ ton/m^2$$

Para impedir el levantamiento del fondo es necesario que la presión hidráulica en la capa de arena, en el contacto superior con la arcilla, sea menor que la presión vertical total p_{v3}, con un factor de seguridad de *1.5*; por tanto, la máxima presión de poro admisible en el estrato de arena no debe exceder de:

$$u_a < p_{v3}/1.5 = 4.2/1.5 = 2.8\ ton/m^2$$

Se concluye que es necesario abatir el nivel piezométrico en la capa de arena, antes de excavar, por lo menos hasta la profundidad de:

$$N_a = 15.5 - 2.8 = 12.7\ m.$$

Esta profundidad se encuentra a *0.7 m* bajo el fondo de la excavación.

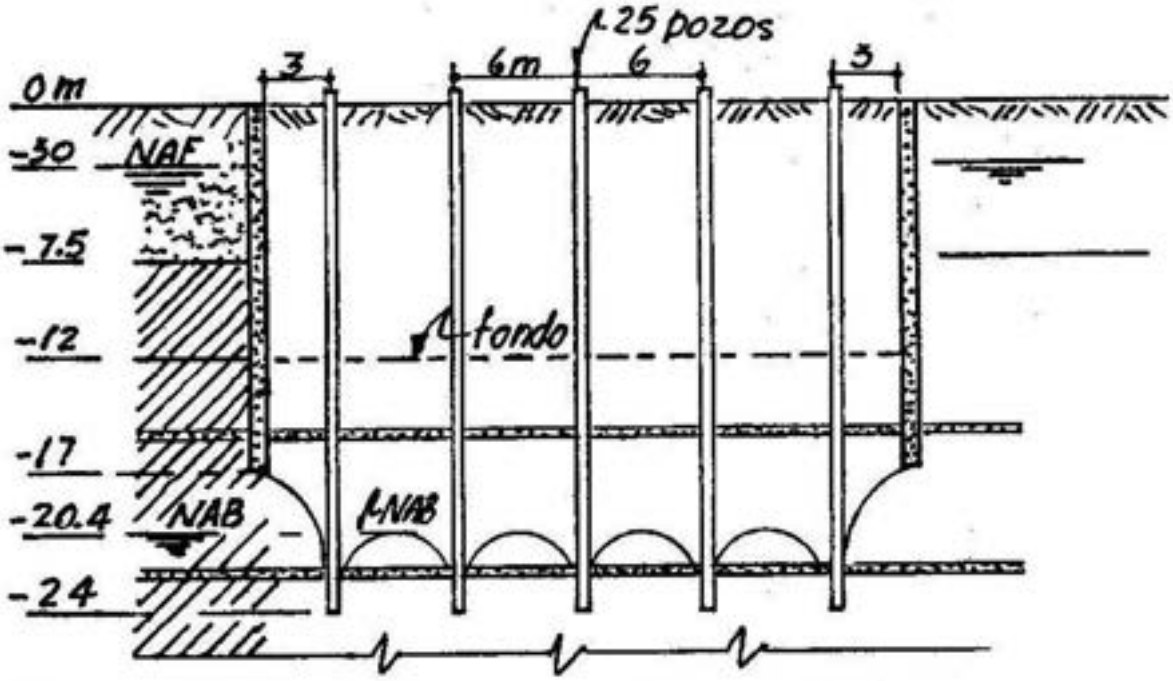


Figura 3-52. *Distribución de pozos de bombeo profundo*

Control de las expansiones del fondo

En el capítulo *3–6* se explican las causas del fenómeno de la expansión del fondo de las excavaciones en las arcillas del Valle de México y se describen los procedimientos de cálculo para definir su magnitud, así como la aplicación del abatimiento del nivel freático antes de iniciar la excavación, como un procedimiento práctico para reducir las expansiones a valores tolerables, con el fin de mantener los asentamientos de la estructura producidos por la recuperación de las expansiones dentro de límites admisibles. En ese mismo capítulo se describe el uso de la electrósmosis para acelerar el proceso del abatimiento, como complemento de los pozos de bombeo profundos, cuando en la masa de arcilla no existen capas permeables debajo del nivel del fondo.

En el caso práctico que aquí se expone, existen dos capas permeables horizontales, a profundidades de *15.5 y 22 m*, que pueden contribuir eficazmente al control de las expansiones del fondo, sin la necesidad de auxiliar al sistema de bombeo con la electrósmosis. A continuación se explica la manera de lograr este objetivo, para lo cual se desarrollan los siguientes temas:

1. Cálculo del asentamiento inicial ρ_a, de la superficie del terreno, producido por el abatimiento de presión en el agua de las capas permeables, durante el tiempo de bombeo, considerando que este lapso es de 21 días.
2. Cálculo de la expansión elástica inmediata producida al excavar.
3. Expansión lenta durante el tiempo de construcción de la cimentación.
4. Asentamiento de la cimentación y estructura.
5. Monitoreo de la presión de poro en las capas permeables.

En párrafos anteriores, al verificar la posibilidad de falla del fondo por subpresión, se concluyó que es necesario abatir la presión hidrostática en ambas capas permeables, *a 9.7m bajo el nivel freático inicial*, lo cual requiere que los pozos profundos intercepten también la capa de *22 m* de profundidad. Al cumplir este requisito se tiene, además, la posibilidad de *controlar las expansiones del fondo*. Basta para ello llevar el abatimiento piezométrico h_a, *hasta 17.4 m bajo el nivel freático inicial*, aprovechando la misma instalación de bombeo, ya que con este abatimiento se alcanza la condición de *igualdad de la presión abatida con la presión de descarga total:* $\gamma_w h_a = \gamma_n D_f$.

En esta condición se logran los siguientes objetivos:

- Inducir un asentamiento de la superficie del terreno, antes de la excavación, por consolidación parcial de las arcillas bajo el fondo, causada por la pérdida de presión hidrostática en las capas permeables, durante el tiempo necesario para alcanzar el abatimiento requerido del nivel piezométrico. En el presente caso, este lapso se considera de 21 días, basándose en experiencias semejantes. El asentamiento ρ_a compensará una parte importante de la inevitable expansión elástica inmediata que se producirá en el momento de excavar.
- Inhibir la expansión lenta, por cambio de volumen de la masa de arcilla, creando una precarga del suelo que impide la reducción de los

esfuerzos intergranulares originales, como se explica en el *capítulo 3–6. Control de expansiones del fondo.*

Cálculo del asentamiento ρ_a

El abatimiento de la presión en el agua de las capas permeables genera, en cada uno de los tres estratos de arcilla limitados por dichas capas, un proceso de consolidación con drenaje vertical en el que el agua de los poros de la arcilla fluye lentamente hacia las capas permeables, como ilustran las zonas sombreadas en la figura *3–51*. En los estratos I y II existe también un flujo radial del agua del suelo hacia los pozos de bombeo; pero, como la separación entre los pozos es el doble que el semiespesor de las capas, el incremento de la velocidad de consolidación aportado por el flujo radial es despreciable. El asentamiento de cada estrato de arcilla durante el lapso de 21 días de bombeo continuo se puede valuar mediante las siguientes ecuaciones, basadas en la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi.

Para el estrato I: $$\rho_i = m_{vi}\, \Delta u_i\, 350\, U_{i21} \qquad (3\text{–}50a)$$

Para los estratos II y III: $$\rho_i = m_{vi}\, \Delta u_i\, 2H_i\, U_{i21} \qquad (3\text{–}50b)$$

En las cuales:

- m_{vi} Módulo de compresibilidad en cada estrato de arcilla, *en* cm^2/kg
- Δu_i Valor medio del decremento de presión de poro en cada estrato, *en* kg/cm^2
- $2H_i$ Espesor de cada estrato, *en cm*
- 350 Espesor de arcilla entre el fondo y la primera capa permeable, *en cm*
- U_{i21} grado de consolidación (*porcentaje del asentamiento*) en cada estrato, en un lapso t_a=*21 días.*

El grado de consolidación en un lapso de 21 días, para cada estrato, se obtiene de la gráfica de la figura *3–47a, (capítulo 3–6)*, en la que la abscisa de entrada es el factor tiempo T_{vi21}, dado por:

$$T_{vi21} = C_{vi}\, t_{21} / H^2 \qquad (3\text{–}51)$$

Donde: C_{vi} es el coeficiente de consolidación hidrodinámica de Terzaghi para cada estrato de arcilla, determinado en pruebas de consolidación normales en el laboratorio; o bien, *en forma aproximada*, mediante las gráficas de la figura *3–53*, obtenida a partir de las gráficas de correlación estadística de Marsal y Mazari [21], entre los *valores medios de* C_v *y del contenido de agua* w, así como de la correlación de este último *con los valores medios de la resistencia no drenada* c_u *y la resistencia a la penetración del cono eléctrico* q_c [31].

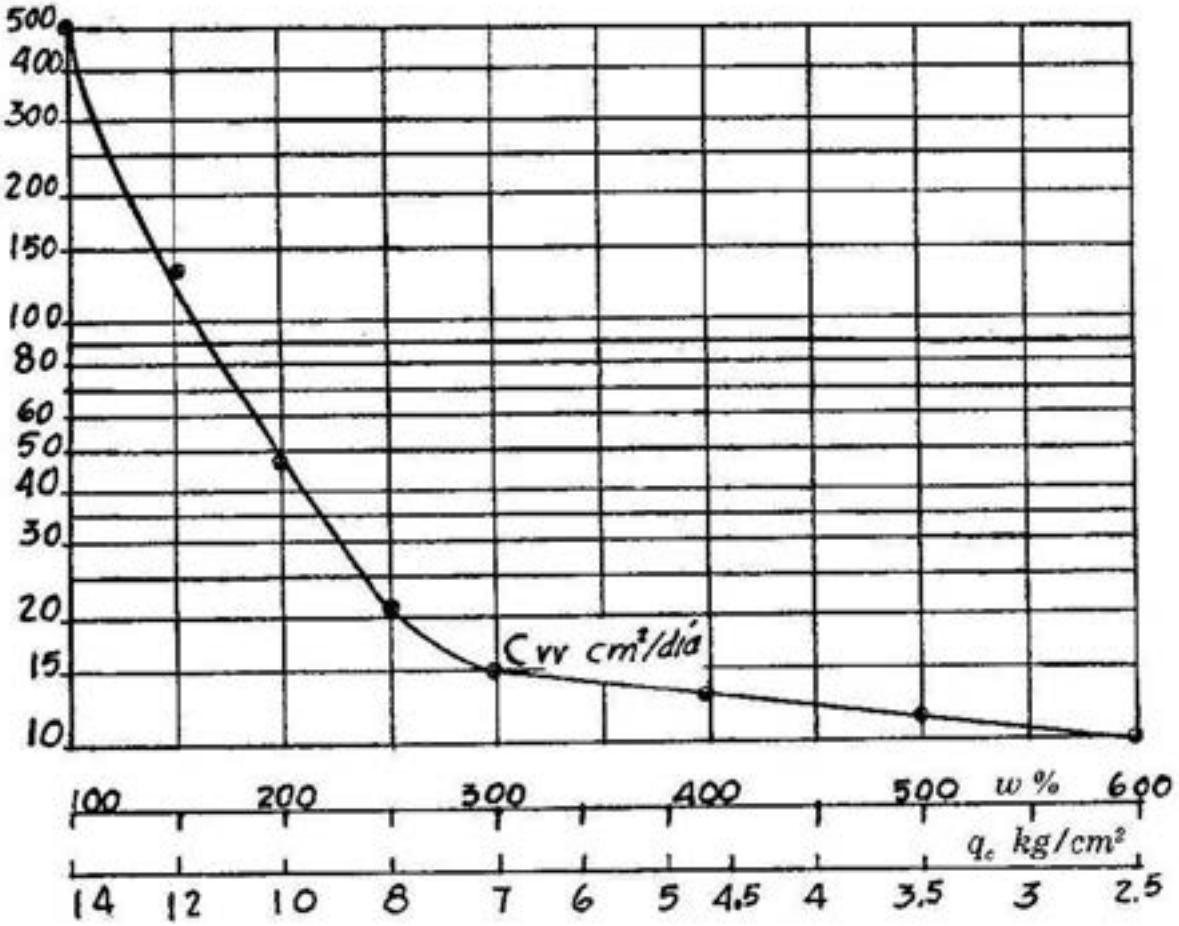


Figura 3-53. *Coeficiente de consolidación unidimensional de arcillas del Valle de México en la rama virgen de la curva de compresibilidad,* C_{vv}, *obtenido por correlación con valores medios del contenido de agua,* w, *y la resistencia al cono eléctrico* q_c, *en* kg/cm^2

Como ejemplo se muestra el cálculo para el estrato *I*, en el que:

$q_c = 4\ kg/cm^2$.

$C_{vI} = 12\ cm^2/día$; obtenido de la gráfica C_{vv} de la figura *3–53*.

$H_i = 350\ cm$, semiespesor del estrato.

Substituyendo en la ecuación *(3–51)*:

$$T_{v21} = 12x21/350^2 = 2.1x10^{-3}$$

La gráfica de la figura *3–47a (Capítulo 3–6)* da la relación entre T_v y U, basada en la teoría de la consolidación de Terzaghi. De aquí se obtiene: $U_{I21} = 5.2$ %, que corresponde al grado de consolidación del estrato *I en 21 días* de bombeo anteriores a la excavación.

El valor de m_{vi} para el estrato *I* se obtiene de pruebas de compresibilidad en laboratorio, o bien, aproximadamente, a partir de la resistencia al cono, mediante la figura *2–18c (capítulo 2–4)*:

$$m_{vI} = 0.27\ cm^2/kg, \quad \text{para } q_c = 4\ kg/cm^2.$$

El valor de $\Delta u = u_o - u_e$, al centro de cada estrato, se obtiene de las gráficas de distribución de la presión de poro, inicial (u_{oz}) y final (u_{ez}), en la figura *3–51*; la curva *fe*, que representa u_{ez}, es la distribución de presión obtenida de una red de flujo (ver figura *3–46a*).

Para el estrato I: $\Delta u_I = 0.85\ kg/cm^2$.

Substituyendo estos valores en la ecuación *(3–50a)*, el enjutamiento del estrato *I* en su espesor comprendido entre el fondo y la primera capa permeable es:

$$\rho_I = 0.27 \times 0.85 \times 350 \times 0.052 = 4.2\ cm.$$

De igual manera se determinan los asentamientos de los estratos *II* y *III*, cuyo cálculo muestra la tabla siguiente:

Asentamiento por consolidación hidrodinámica, durante 21 días de bombeo por gravedad, antes de excavar

Estrato	q_c kg/cm^2	C_{vi} $cm^2/día$	H_i cm	T_{vi21} $\times 10^{-3}$	U_{i21} $\times 100$	Δu_i kg/cm^2	m_{vi} cm^2/kg	ρ_{ai} cm
I	4	12	350	2.1	5.2	0.85	0.27	4.2
II	5	13	300	3.0	6.3	1.60	0.22	13.3
III	7	15	775	0.54	3.0	0.70	0.17	5.5

$\Sigma \rho_{ai} = 23\ cm$

La suma de los asentamientos individuales, por consolidación de los tres estratos *durante 21 días de bombeo*, dada en la tabla , es:

$$\rho_a = 23\ cm.$$

Este valor equivale a una velocidad media de asentamiento de *1.1 cm/día, cuya magnitud está entre los límites observados en la práctica, (de 0.6 a 1.4 cm/día)*; dependiendo del espesor, la permeabilidad y la compresibilidad de los estratos de arcilla involucrados, así como del tiempo de bombeo antes de la excavación, en cada caso particular.

Cálculo de la expansión elástica inmediata ρ_i

Se aplica la ecuación *(3–32)* de Egorov, empleando el módulo de Young E_e, obtenido de *pruebas triaxiales en descarga, no-drenadas* en las que se hace disminuir el esfuerzo vertical para simular la descarga del suelo *(Figura 3–36).*

Ecuación (3–32): $$\rho_i = \frac{1-\nu^2}{E_e} \gamma D_f B F_f$$

Datos:

$B = L = 3000\ cm;$ $Z = 3000\ cm;$

De donde: $B/L = 1$ $Z/B = 1$

Con estas relaciones geométricas se obtiene el factor de forma F_f, de las gráficas que se muestran en la figura *2–20a (capítulo 2–4).* $F_f = 0.7$

Valor promedio de:

$E_e = 70\ kg/cm^2$, en pruebas triaxiales con descarga vertical.

$\gamma_n D_f = 17.4\ ton/m^2 = 1.74\ kg/cm^2$

Substituyendo valores en la ecuación de Egorov, la expansión inmediata será:

$$\rho_i = (0.75/70)\ 1.74 \times 3000 \times 0.7 = 39.2\ cm$$

Expansión lenta

La expansión lenta se desarrolla a lo largo del tiempo que toma la construcción del cajón de cimentación, durante el cual, la carga aplicada

al fondo de la excavación es pequeña, respecto a la descarga máxima aplicada al extraer la tierra (γD_f). En el capítulo *3–6* se ha explicado que la magnitud de esta expansión es función de la descarga neta del fondo, p'_{df}, expresada por:

$$p'_{df} = \gamma_n D_f - \gamma_w h_a$$

En el presente caso, la profundidad del abatimiento será $h_a = 17.4\ m$; por tanto, la descarga neta será:

$$p'_{df} = \gamma D_f - \gamma_w h_a = 17.4 - 17.4 = 0$$

Consecuentemente: la expansión lenta será nula.

Expansión neta final ρ_n

Es la diferencia entre la expansión inmediata y el asentamiento ρ_a, producido por bombeo durante *21 días*, antes de iniciar la excavación.

$$\rho_n = \rho_i - \rho_a = 39.2 - 23 = 16.2\ cm.$$

Asentamiento de la cimentación y estructura

El análisis más detallado de la expansión del fondo para varios puntos del área excavada indica que el valor antes calculado es la expansión máxima, la cual se presenta al centro del área, mientras que en las esquinas se produce el *50%* de este valor. Debido a la rigidez del cajón y de la estructura, el asentamiento de la cimentación compensada, por recuperación de la expansión será, aproximadamente, *igual a 85 % de la expansión neta máxima, desarrollada al centro del área.* O sea que se prevé un asentamiento de la cimentación, por recuperación de la expansión de:

$$\rho_e = 0.85 \times 16.2 = 13.8\ cm.$$

De aquí se concluye que, este asentamiento es admisible, y se producirá en su mayor parte durante el tiempo de construcción del edificio, ya que la expansión lenta, con cambio de volumen y absorción de agua, será despreciable, debido a que el abatimiento piezométrico anterior a la excavación se hará hasta *17.4m* bajo el nivel freático natural.

Estabilidad del fondo de la excavación

En el presente caso se considera que la excavación se llevará a cabo retirando toda la tierra del área comprendida entre los muros perimetrales, en cuatro etapas: la primera a *2.30 m* de profundidad, y las siguientes *a 6.30 m, 8.50 m y 12.0 m*, que es la profundidad del desplante del cajón de cimentación. En cada una de las dos primeras etapas de excavación se instalarán los puntales correspondientes, antes de iniciar la excavación de la etapa siguiente. La instalación de los puntales del tercer nivel se iniciará después del colado de la loza central de la tercera etapa de excavación y avanzará de acuerdo con las excavaciones parciales de la cuarta etapa, las cuales se atacarán de dos en dos, simétricamente dispuestas, profundizando en ellas hasta 10.2m, antes de colocar los puntales correspondientes; una vez colocados éstos se continuará excavando hasta la profundidad del desplante, procediendo a colar inmediatamente los tramos de cimentación de cada área parcial. Al instalar cada puntal, se le aplicará una precarga igual a su carga de trabajo. La precarga tiene tres propósitos:

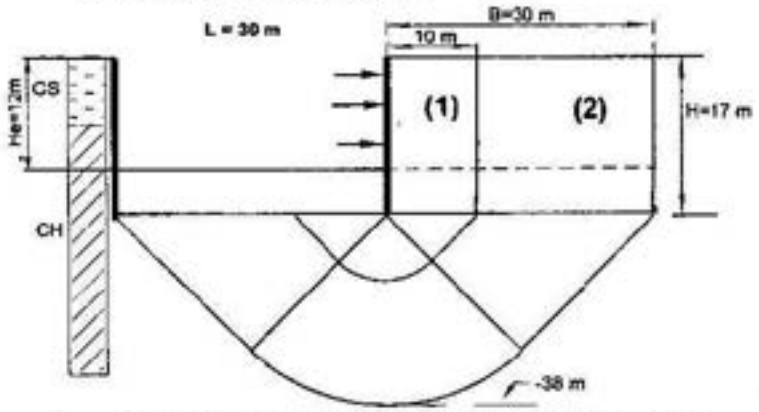
- Garantizar el buen apoyo de los muros sobre el sistema de soporte temporal
- Limitar el giro excesivo de la pata, permitiendo a la vez la redistribución, hacia arriba, de la presión activa horizontal del suelo contenido por los muros
- Restringir los asentamientos de la superficie del terreno colindante al área excavada.

La excavación de la cuarta etapa no podrá hacerse en la totalidad del área de una sola vez, por limitaciones en el factor de seguridad contra falla del fondo, lo que obliga a realizarla en áreas parciales, alternando la excavación y el colado de la losa del fondo en cada parte del área excavada. Esta es una conclusión derivada del análisis de la estabilidad del fondo, que se explica a continuación.

Análisis de la estabilidad del fondo.

La estabilidad del fondo se verifica para cuatro condiciones diferentes que se ilustran en la figura *3–54*.

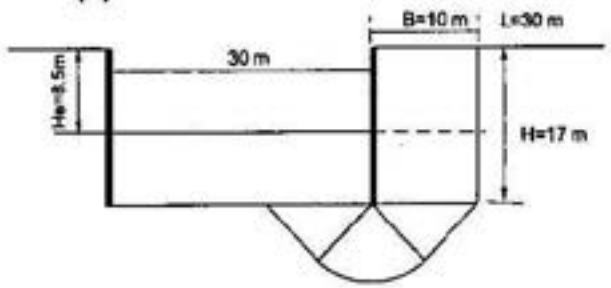
Caso (a) Excavación total



$FS_1 = 5.14(1+0.2x17/10)(1+0.2x10/30)3.5/18.4 = 1.39$

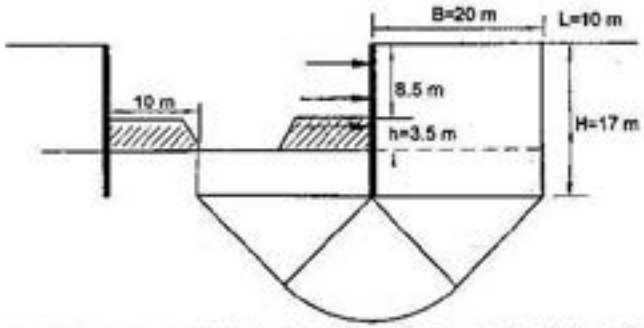
$FS_2 = 5.14(1+0.2x17/30)(1+0.2x30/30)4.2/18.4 = 1.57$

Caso (b) Excavación a 8.5 m



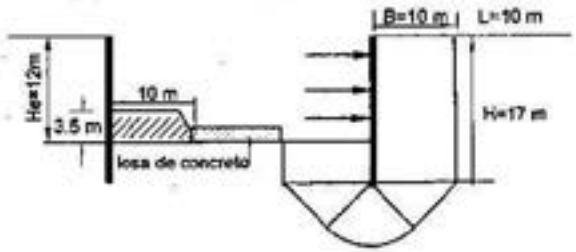
$FS = 5.14(1+0.2x17/10)(1+0.2x10/30)3.5/14.2 = 1.8$

Caso (c) Excavación parcial



$$FS = \frac{5.14(1+0.2x17/20)(1+0.2x10/10)3.8 + 0.25x1.2x3.5}{18.4} = 1.55$$

Caso (d) Excavación parcial



$FS = 5.14(1+0.2x17/10)(1+0.2x10/10)3.5/18.4 = 1.57$

Fig 3-54 Estabilidad del fondo de la excavación por esfuerzos cortantes

- ***Caso a***.- Excavación de toda el área hasta la profundidad del desplante del cajón, a 12 m.
- ***Caso b***.- Excavación de toda el área hasta 9 m de profundidad.
- ***Caso c***.- Excavación parcial en el tercio central del área del fondo, hasta 12 m de profundidad, seguida del colado de la losa del fondo en la misma área.
- ***Caso d***.-Excavaciones parciales del área perimetral del fondo, profundizándola hasta 12m, en tableros alternados y colando la losa de cimentación correspondiente en cada uno de ellos, antes de excavar el tablero contiguo.

En la verificación de la estabilidad del fondo se emplea el modelo de Terzaghi-Prandtl descrito en el *capítulo 3–5*, el cual se expresa por la ecuación *(3–30a)*:

$$FS = \frac{5.14(1+0.2H_e/B)(1+0.2B/L)c_u}{\gamma_m H_e + p_s} \qquad (3\text{–}30a)$$

Donde:

H_e, B y L varían con la geometría de la excavación en cada caso analizado

c_u Promedio ponderado de la resistencia al corte del suelo.

$\gamma_m H_e + p_s$ Presión vertical total a la profundidad excavada, H_e.

En la figura *3–54* se observa que, en los cuatro casos que se analizan, el plano horizontal del mecanismo de zapata de Prandtl se encuentra a la profundidad del extremo inferior del muro y no coincide con el nivel del fondo de la excavación, como sucedería si no existiera la pata del muro. La presencia de la pata, adecuadamente diseñada para evitar la falla del mecanismo que la involucra, como se describe en la figura *3–33* del *capítulo 3–5*, permitirá que el mecanismo de la pata sea estable y tenga un factor de seguridad mayor que cualquiera otro de los mecanismos ubicados a mayor profundidad que se muestran en la figura *3–54*. Esta situación es consecuencia de que la influencia de la resistencia estructural del muro y de la fricción de éste con el suelo adyacente, sobre la estabilidad de los mecanismos de falla más profundos, es despreciable.

Factor de seguridad en el caso a.

En el ***caso a*** de la figura *3–54*, se analizan dos mecanismos de falla:

El mecanismo (1) tiene las siguientes dimensiones:

Ancho $B = 10\ m$, longitud $L=30m$, profundidad excavada $He = 12m$; La presión vertical $\gamma_h\ H_e+p_s=18.4ton/m^2$, incluyendo una sobrecarga superficial de $1\ ton/m^2$.
La profundidad del mecanismo de falla, $H = H_e+H_p=17m$.

El factor de seguridad correspondiente es $FS_1 = 1.39$.
Este valor es menor que el mínimo aceptable de *1.8*, para una excavación que permanecería descargada durante *180 días*.

El mecanismo (2):

Abarca el ancho y longitud totales, por lo que $B = L = 30\ m$; formando un mecanismo de falla tridimensional, de planta cuadrada.

En este caso, $FS_2 = 1.57$; este valor es menor que *1.8*.

Del análisis anterior resulta que, según los mecanismos *(1) y (2)*, no es aceptable realizar la excavación total del área hasta la profundidad del desplante del cajón de cimentación. Esta condición obliga a realizar la excavación de la tercera y cuarta etapas en áreas más pequeñas, con el propósito de incrementar el valor del factor *FS*, haciendo crecer el numerador de la ecuación *(3–30a)*.

Factor de seguridad en el caso b.

El análisis del ***caso b*** indica que es posible llevar la excavación del área total *hasta 8.5 m de profundidad*, donde la presión vertical total es de $14.2\ ton/m^2$. El factor de seguridad del mecanismo más desfavorable, que involucra a la pata del muro, se incrementa a *1.8*, que es adecuado.

Factor de seguridad en el caso c.

En la tercera etapa se profundiza la excavación en el tercio central del área en un *cuadrado de 10 m por lado, para generar el mecanismo tridimensional del* ***caso c***, que es más desfavorable que el de la etapa anterior que involucra a la pata; el factor de seguridad de este mecanismo resulta de *1.54, el cual permite un tiempo de exposición de 15 días suficiente* para colar la losa del fondo y la parte de la estructura de

días, suficiente para colar la losa del fondo y la parte de la estructura de cimentación, cuyo peso debe restituir al de la tierra desalojada al excavar esta etapa, con el fin de recuperar el valor de FS de la etapa anterior; si el peso del concreto colocado es insuficiente para este propósito, deberá ser complementado por un lastre de agua o tierra.

Factor de seguridad en el caso d.

En estas condiciones, se puede continuar con la cuarta etapa, en la cual se excavan y cuelan tableros perimetrales alternados, de la misma dimensión *(10×10m)*, en la periferia del tablero central. De esta manera se mantiene *un mecanismo tridimensional* de estabilidad del fondo, cuyo factor de seguridad mínimo es de *1.57*, según se muestra en el esquema del ***caso d***. Este valor es aceptable, solamente, si la excavación de cada zona y el colado del concreto correspondiente se realizan dentro de los *15 días y se mantiene abatido el nivel freático durante la excavación de toda el área de la cimentación y el colado completo del cajón, con el objeto de impedir la pérdida de resistencia al corte de la arcilla por expansión volumétrica.*

Factor de seguridad recomendable

La observación del comportamiento de excavaciones profundas en las arcillas del Valle de México indica que el factor de seguridad mínimo aceptable, para el fondo o la pata, de una excavación temporal, depende del tiempo que permanezca descargada la arcilla subyacente al fondo de la excavación. Esto se debe a dos fenómenos que hacen disminuir la resistencia al corte inicial, c_u, de la arcilla del fondo y, por tanto, disminuye el factor de seguridad inicialmente calculado con base en este parámetro de resistencia, *determinada en pruebas de laboratorio a volumen constante y velocidad de deformación rápida.* Estos dos fenómenos son:

- La velocidad del proceso de expansión volumétrica, acompañado de absorción de agua, es mayor en los primeros días y disminuye gradualmente.
- La velocidad de la deformación de la masa de arcilla es mayor en el inicio de la excavación y disminuye rápidamente en los primeros días, después de alcanzado el fondo.

Teniendo en cuenta estos fenómenos que hacen disminuir el factor de seguridad a través del tiempo, así como las numerosas experiencias observadas durante las excavaciones profundas del METRO y de otras obras en la Ciudad de México, en el *cápitulo 3–5* se dan algunas recomendaciones prácticas relativas a los valores aceptables del factor de seguridad del fondo durante la construcción.

REFERENCIAS

1) Borja, N.A., "Treinta Años de Hacer el Metro". Empresas ICA, Sociedad Controladora, 1997.

2) Departamento del Distrito Federal, "Memoria de las Obras del Drenaje Profundo del Distrito Federal", 1975.

3) Tamez, G. E. "Principios Generales del Diseño y Construcción de Presas de Tierra". Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1965. Reimpreso en 1972.

4) Tamez, G. E., Rangel, J. L., Olguín, E., "Diseño Geotécnico de Túneles". TGC, Geotecnia, S.A. de C.V, 1997.

5) "La Catedral y El Sagrario de la Ciudad de México.- Corrección del Comportamiento de sus Cimentaciones". Preparado por TGC Geotecnia, bajo la Dirección del Arq. Sergio Zaldívar Guerra, 1992. Disponible en la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C.

6) Schultz and Cleaves. "Geology in Engineering". J. Wiley, 1955.

7) Marsal, R.J, Tamez, G.E. "Earth Dams in Mexico, Design, Construcction and Performance". Comunicación C.30, Congreso Internacional de Grandes Presas, París, 1955.

8) Roberts, A., "Geotechnology". Pergamon Press, 1977.

9) Deer, D.U., "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes".- Véase referencia 13).

10) Santoyo, E., "Manual de Diseño Geotécnico. Vol. 1-Sección C". Comisión de Vialidad y Transporte Urbano del D. F. Departamento del Distrito Federal, 1987

11) Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes". 1983.

12) Véase referencia 3).

13) Peck, R.B., Hanson, W.E., Thornburn, Th.H., "Foundation Engineering". W.I.E. Wiley, 1973.

14) Tamez, G.E., "Relaciones Esfuerzo–Deformación de las Arcillas, un Enfoque Simple". Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Morelia, 1996.

15) TGC, Geotecnia, "Sondeos Para Lumbreras del Metro, Línea 7". Informe interno.

16) Hvorslev, M.J. "Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes". Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss, 1948.

17) Santoyo, E. "Tubo Muestreador TGC".- Ver referencia 5).

18) Terzaghi, K., "Erthbaumechanik". Viena, F. Deuticke, 1925.

19) Hamilton y Brahtz.- Véase referencia 20)

20) Tamez, G.E., "Algunas Contribuciones de la Mecánica de Suelos a la Ingeniería Civil Mexicana". Reunión Conmemorativa del XL Aniversario de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. 1997.

21) Marsal, R.J., Mazari, M., "El Subsuelo de la Ciudad de México". UNAM, Facultad de Ingeniería, 1959.

22) Proctor, R.R. "Disign and Construction of Rolled Earth Dams". ENR, Sept.. 1933.

23) Terzaghi, K. "Theoretical Soil Mechanics". J. Wiley, 1951.

24) Meyerhof, G.G. "Factors Influencing Bearing Capacity of Foundations" Geotechnique, Londres, 5, 1955.

25) Vesic, A.S. "Ultimate Load and Settlement of Deep Foundations in Sand". Proceedings of Simposium on Bearing Capacity and Settlement of Deep Foundations, Duke University, Durham, N.C.

26) Skempton, A.W., "The Bearing Capacity of Clays". Proc. British Building Research Congress, 1951.

27) Shleicher, F., "Zur Theorie des Baugrundes". Bauingenieur, Vol 7, 1926.

28) Terzaghi, K., Peck, R.B., "Soil Mechanics in Engineering Practice". J.Wiley, 1967.

29) Egorov, K.E., "Concerning the Question of Deformation of Bases of Finite Thickness". Mekanika Guntu Sb Tr, N°34, Moscow.

30) Juárez B.E., Rico, R.A., "Mecánica de Suelos". México, 1963.

31) Santoyo, E., Lín, X.R., Ovando, E., " El Cono en la Exploración Geotécnica". TGC Geotecnia 1989.

32) Flores, Romo, M.P., Rezéndiz, D., "Comportamiento de Pilotes de Fricción en [illegible] del Valle de México". Serie Instituto de Ingeniería de la UNAM. N°515, 1981.

33)TGC Geotecnia., "Pruebas de Carga en Pilas en Depósitos Deltaicos". Informe Interno.

34)Berezantzev, V.G., et al., "Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations". Proc. 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, 1961.

35)Meyerhof, G.G., "Compaction of Sands and Bearing Capacity of Piles". Journal of the S.M.F.D. ASCE., Vol, 85: SM6; 1959.

36)Vesic, A.S., "A Study of Bearing Capacity of Deep Foundations"., Georgia I.T.T., School of Engineering; 1967.

37)Kishida, H., "Ultimate Bearing Capacity of Piles Driven into Loose Sand"., Soil and Foundations., Vol. 7, N°3, 1967.

38)Meyerhof, G.G., "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations". Geotechnique, 2, 1951.

39)Mindlin, R.D., "Forces at a Point in the Interior of a Semi-infinite Solid". Physics, Vol.,7, 1936.

40)Boussinesq, J., "Application des Potenciels a l'Ètude de l'Èquilibre et du Mouvement des Solides Elastiques"., Paris, Gauthier–Villard, 1885.

41)Weataker,Th., "The Design of Piled Foundations". Pergamon Press Ltd., Headington Hill Hall, Oxford OX30 BW., England, 1976.

42)Casagrande, L., "La Electrósmosis y Fenómenos Conexos"., Suplemento N° 2 del Volumen XXXII, Revista Ingeniería, México, Abril, 1964.

43)Xanthakos, P., "Slurry Walls". Mc. Graw Hill, 1979.

44)Fellenius, W., "Erdstatische Berechnungen"., Berlín, W. Ernst u Sohn, 1927.

45)"Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"., Gobierno del Dstrito Federal, México, 1987.

46)Comisión de Vialidad y Transporte Urbano del D.F., "Manual de Diseño Geotécnico", Gobierno del Distrito Federal, Secretaría General de Obras, 1987.

47)Estrada, G.H., "Tésis de Maestría". División de Estudios Superiores, Facultad de Ingeniería, UNAM.

48)Lartigue, G.G., Luiscastillo, E., " Tratamiento Electrosmótico, Edificio Insignia de Nonoalco–Tlaltelolco", Solum, S.A., Publicación N° 7, Mayo, 1964.

49)Barron, R.A., "Consolidation of Fine-grained Soils by Drain Wells". Trans., ASCE., Vol. 113, pag 718.