

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM

MÓDULO:

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES DE
ACUERDO CON EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F**

11 DE MAYO AL 24 DE MAYO DEL 2004

COORDINADOR ACADÉMICO: DR RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

FECHA:	HORA:	TEMA:	EXPOSITOR:
Martes 11/05/2004	17:00-21:00	1. Introducción 1.1 Estudios previos 1.2 Geología, exploración y muestreo	Ing. Raúl Verduzco Murillo
Miércoles 12/05/2004	17:00-21:00	2. Pruebas de campo y Laboratorio 2.1. Propiedades índice y mecánicas 2.2 Determinación y selección de parámetros de diseño	M en I Hugo S. Haaz Mora
Jueves 13/05/2004	17:00-21:00	3. Clasificación de cimentaciones 3.1 Análisis de deformaciones del suelo de apoyo	M en I Carmelino Zea Constantino
Viernes 14/05/2004	17:00-21:00	4. Capacidad de carga en suelos	Dr. Rigoberto Rivera Constantino
lunes 17/05/2004	17:00-21:00	5. Diseño geotécnico de cimentaciones de acuerdo con el RCDF.	Dr. Rigoberto Rivera Constantino
Martes 18/05/2004	17:00-21:00	8. Interacción suelo-estructura estática y dinámica	M en I. Agustín Deméneghi Colina
Miércoles 19/05/2004	17:00-21:00	6. Diseño estructural de cimentaciones superficiales	Ing. Raúl Granados Granados
Jueves 20/05/2004	17:00-21:00	7. Diseño estructural de cimentaciones profundas	Ing. Germán López Rincón
Viernes 21/05/2004	17:00-21:00	9. Procedimientos constructivos de cimentaciones superficiales	Ing. Luis Bernardo Rodríguez González
Lunes 24/05/2004	17:00-21:00	10. Procedimientos constructivos de cimentaciones profundas	Ing. Roberto Avelar Cajiga



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MODULO II "DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES DEL D.F."

CLAVE CA-026

TEMA

CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS ZONIFICACIÓN
GEOTÉCNICA
DEL 11 AL 24 DE MAYO

PREPARÓ: ING. HUGO S. HAAZ MORA
EXPOSITOR: ING. RAUL VERDUZCO MURILLO
PALACIO DE MINERÍA

ESTUDIOS PREVIOS

- **INTRODUCCIÓN**
- **RECONOCIMIENTO DEL SITIO**
- **REGLAMENTOS DE CONSTRUCCIÓN Y ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS**
- **EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.**
- **ZONIFICACIÓN DEL DISTRITO FEDERAL**

ANEXOS:

- I. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA.**
- II. MÉTODOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO DE SUELOS.**

BIBLIOGRAFÍA

INTRODUCCIÓN

La presente publicación es un compendio de hechos y experiencias recabados de la literatura sobre el subsuelo de la Ciudad de México y el comportamiento de cimentaciones construidas en ella, que se han publicado durante los últimos cuarenta años. El tratamiento de los temas no es exhaustivo ni pormenorizado, sino mas bien de tipo conceptual, ya que el objetivo es orientar al lector no especializado o con limitada experiencia en la interpretación de la normas del Reglamento de Construcciones por lo que se refiere diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal.

Las características mecánicas de los depósitos lacustres del Valle, el fenómeno del hundimiento del terreno debido a la explotación de acuíferos del subsuelo y la sismicidad local inducida por perturbaciones telúricas en la vecindad o gran distancia de la Ciudad, son tres factores que influyen significativamente en el diseño de las estructuras y sus correspondientes cimentaciones. Además, son determinantes los procedimientos constructivos aplicables a excavaciones profundas así como el hincado de pilotes en las zonas II y III¹ que contienen estratos de usos blandos, arcillosos y limosos separados por capas de espesor variable.

Se incluyen notas estrechamente vinculadas a tópicos de Reglamento y otras relativas al ambiente geotécnico que prevalece en el Valle de México. Las últimas hubieran podido ser descartadas, refiriéndolas a las publicaciones originales. Ejemplos de ello son: la descripción del hundimiento de la Ciudad, la prueba de carga en una zapata, la extracción de pilotes para medir adherencia y su evolución posterior, los efectos de cargas prehistóricas, etc. Por razones de conectividad se han insertado resúmenes de tales temas informativos:

Esta edición preliminar de notas sobre el diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal es un primer intento que, sin duda, será mejorado y enriquecido paulatinamente con la colaboración y experiencia de los profesionales involucrados en el desarrollo físico de la Ciudad.

¹En el texto se usaran indistintamente como términos equivalentes: Zona I = Zona de las Lomas; Zona II=Zona de Transición, y Zona III=Zona del Lago o Lacustre.

RECONOCIMIENTO DEL SITIO

Al respecto, el Reglamento de Construcciones establece la necesidad de examinar las condiciones presentes y las del pasado que afectaron al predio o lote en cuestión. cabe preguntar: ¿Cual es el objetivo de tal requerimiento? Hay que empezar por señalar que en el área del Distrito Federal, parte integrante del Valle de México, las características estratigráficas y propiedades de los suelos hasta las profundidades de interés para el especialista en geotécnica pueden variar notablemente, desde terrenos firmes o poco deformables y resistencia al corte relativamente alta, hasta zonas ubicadas en el fondo de los antiguos lagos², donde se encuentran estratos de suelos arcillosos y limosos muy compresibles y de baja resistencia al corte, así como pequeños valles en las sierras de Guadalupe y Las Cruces tapizados por depósitos eólicos de arena mediana a fina en estado suelto. Si a tan diversa condición natural se agregan las alteraciones producidas por el hombre (sobrecargas, minado, explotación de acuíferos), es obvio concluir que la disposición reglamentaria no se resuelve con el simple examen de las construcciones que rodean el predio. Los casos que se mencionan a continuación dan una idea de la extensión de las averiguaciones necesarias para conocer los factores que pueden condicionar el diseño de la cimentación del nuevo inmueble y explicar, en su caso, el comportamiento inesperado del mismo después de terminada la construcción.

SOBRECARGAS ARQUEOLÓGICAS.

Al instalarse los aztecas en el Valle de México, previo acuerdo con los reyes de Texcoco, Coyoacán y Atzacapotzälco, ocuparon el área inundable del lago de Texcoco; podían además tener acceso a tierra firme por caminos bien definidos hacia canteras y bosque como fuentes de materiales para la construcción. Después de un lapso en que las edificaciones eran ligeras y adaptadas al ambiente lacustre, fueron los aztecas creando zonas libres de inundación mediante rellenos artificiales, principalmente constituidos por fragmentos de roca, gravas y arenas. Debido a la baja resistencia de los suelos en el fondo del lago, tuvieron que recurrir al uso de enramadas entre capas de relleno³, con objeto de evitar su penetración y la falla local del terreno. De este modo y a través de la consolidación de las arcillas lacustres, fueron construyendo una extensa plataforma que cubrió toda el área ocupada por la antigua capital de los aztecas, Tenochtitlan. De acuerdo a exploraciones recientes, los espesores del relleno variaron de 2 a 10 m con máximos en la zona ocupada por el centro religioso, aproximadamente localizado en lo que ahora es el Zócalo de la Ciudad de México. La urbe azteca se extendía hacia el poniente ocupando los terrenos de la colonia Tlatelolco, donde quedó emplazada la hoy denominada Plaza de las Tres Culturas (azteca, hispánica y moderna). Los límites de esta zona de la Ciudad, sobrecargada fuertemente por los rellenos arqueológicos, no son bien conocidos; por ejemplo, se sabe que uno de los accesos principales a la sede de los aztecas coincide con la calle de Tacuba; este camino fue construido también previo relleno del fondo lacustre, y por tal razón era a principios de siglo una franja hundida sobre la que el Ing. Roberto Gayol localizo el colector central de la Ciudad.

²Lagos de Texcoco, Xochimilco y Chalco.

³Versión antigua de lo que hoy se conoce como "tierra armada".

SOBRECARGAS HISTÓRICAS.

Como es sabido, el periodo inicial de la conquista hispánica se caracterizó por destruir los principales centros religiosos y cívicos de las culturas indígenas, con la consiguiente alteración de las sobrecargas sobre el terreno (descargas e invasión de nuevas área), lo que fue un cambio significativo en el caso de la Ciudad de México desde el punto de vista geotécnico. Los constructores españoles del siglo XVI importaron técnicas diferentes y extendieron las edificaciones fuera de la zona ocupada por Tenochtitlan, conformándose así y través de tres siglos un nuevo centro urbano, del que es parte representativa lo que se ha dado en llamar la Trazas de la Ciudad. Las edificaciones pesadas de la Colonia (Palacio de Cortes; hoy Palacio Nacional; la Catedral, iglesias y conventos; los acueductos, etc.) cimentaban sus muros de mampostería sobre estaciones y las viviendas menores sobre zapatas corridas fabricadas con materiales pétreos y mortero de cal. En la figura 1 se muestra la nivelación de la Ciudad hacia 1982; en ella se indica los límites de la antigua Trazas. Los efectos de las construcciones, a juzgar por las diferencias de nivel, son tenues; sin embargo, alrededor de la Catedral existía una zona relativamente alta (elev. 2239), mientras que al poniente y en correspondencia con las calles de Tacuba y de 16 de Septiembre penetraba hacia el este la curva de la elev. 2238. Fuera de los límites señalados en la figura 1, la densidad de la edificación era muy baja y constituida por viviendas de uno a dos pisos, o sea que debe considerarse como terreno virgen esta parte del lago de Texcoco.

SOBRECARGAS MODERNAS

En el primer tercio del presente siglo, la zona urbana de la Ciudad se extiende horizontalmente, la construcción es muy uniforme (dos a tres niveles) y la población se incrementa de 500 000 a 1.2 millones de habitantes (tasa de crecimiento de 23 000 hab/año); los servicios de abastecimiento de agua y drenaje funcionaban de acuerdo con lo previsto por el diseño de ambas redes construidas entre 1900 y 1910. A partir de los años treinta (fig. 2) la población aumenta a razón de 55 000 hab/año; esta tasa de crecimiento se duplica de 1960 a la fecha. Desde 1940 y en la parte céntrica de la Ciudad, se inicia el desarrollo vertical de inmuebles y es necesario ampliar la provisión de agua potable con redes locales abastecidas por pozos perforados en el área urbana. Ambos factores influyen notablemente en el diseño de las cimentaciones, como se vera en capítulos posteriores.

IMPLICACIONES DE LA HISTORIA DE CARGAS.

Debido a las características del subsuelo de la Ciudad, el efecto de construcciones antiguas suele ser relevante en el diseño de los nuevos inmuebles. Muchos casos de mal comportamiento de la cimentación puede explicarse por las condiciones diferenciales de compresibilidad y resistencia al corte de las arcillas bajo el predio, ocasionadas por sobrecargas que actuaron en el pasado. Ejemplos conocidos: la Biblioteca Nacional⁴ construida sobre uno de los caminos de acceso a Tenochtitlan⁵, y que a causa del hundimiento de la Ciudad fue

⁴ Antigua Iglesia de San Agustín.

⁵ Camino azteca que se prolonga hasta Tietelolco.

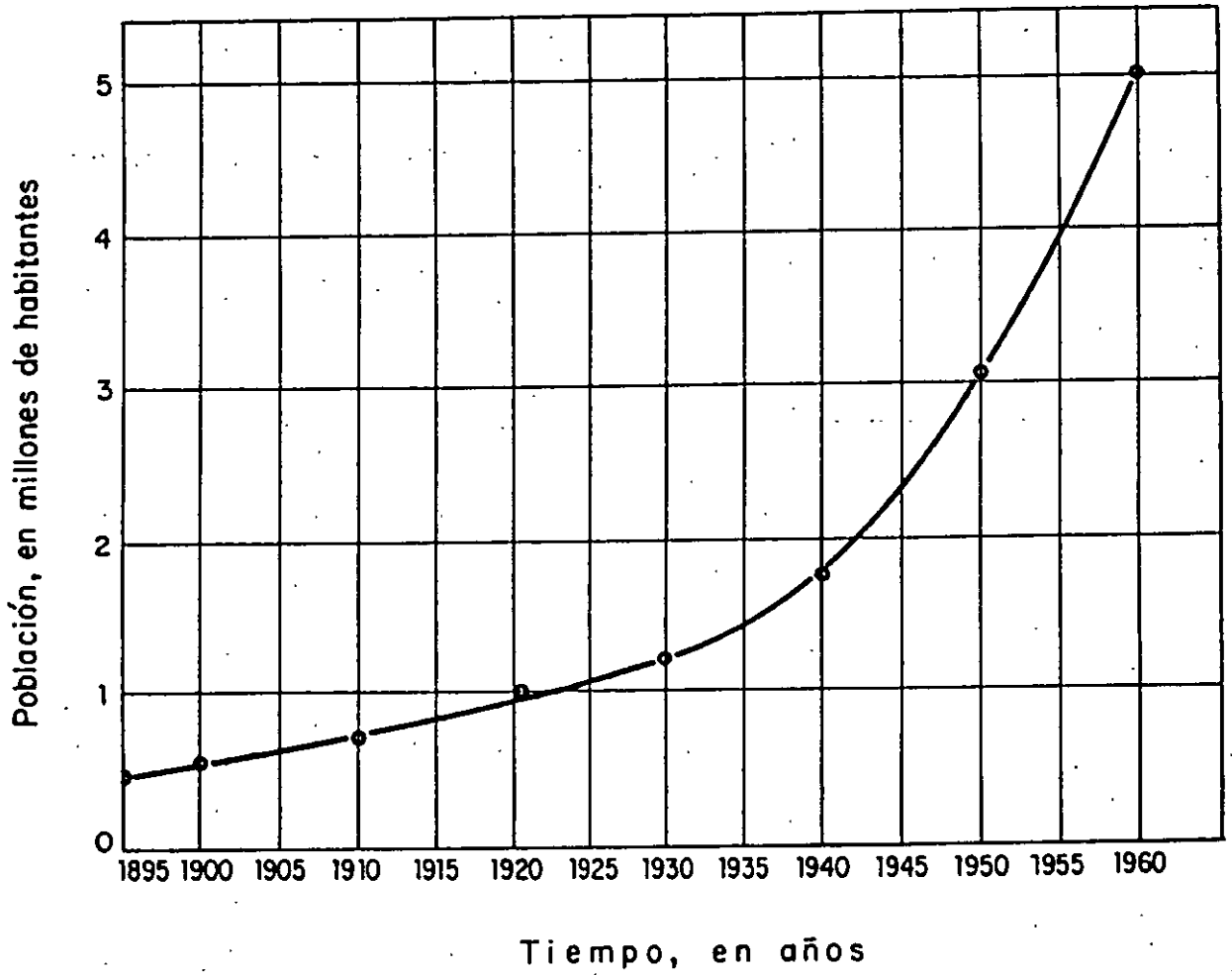


Fig 2 Crecimiento de la población en la Ciudad de México

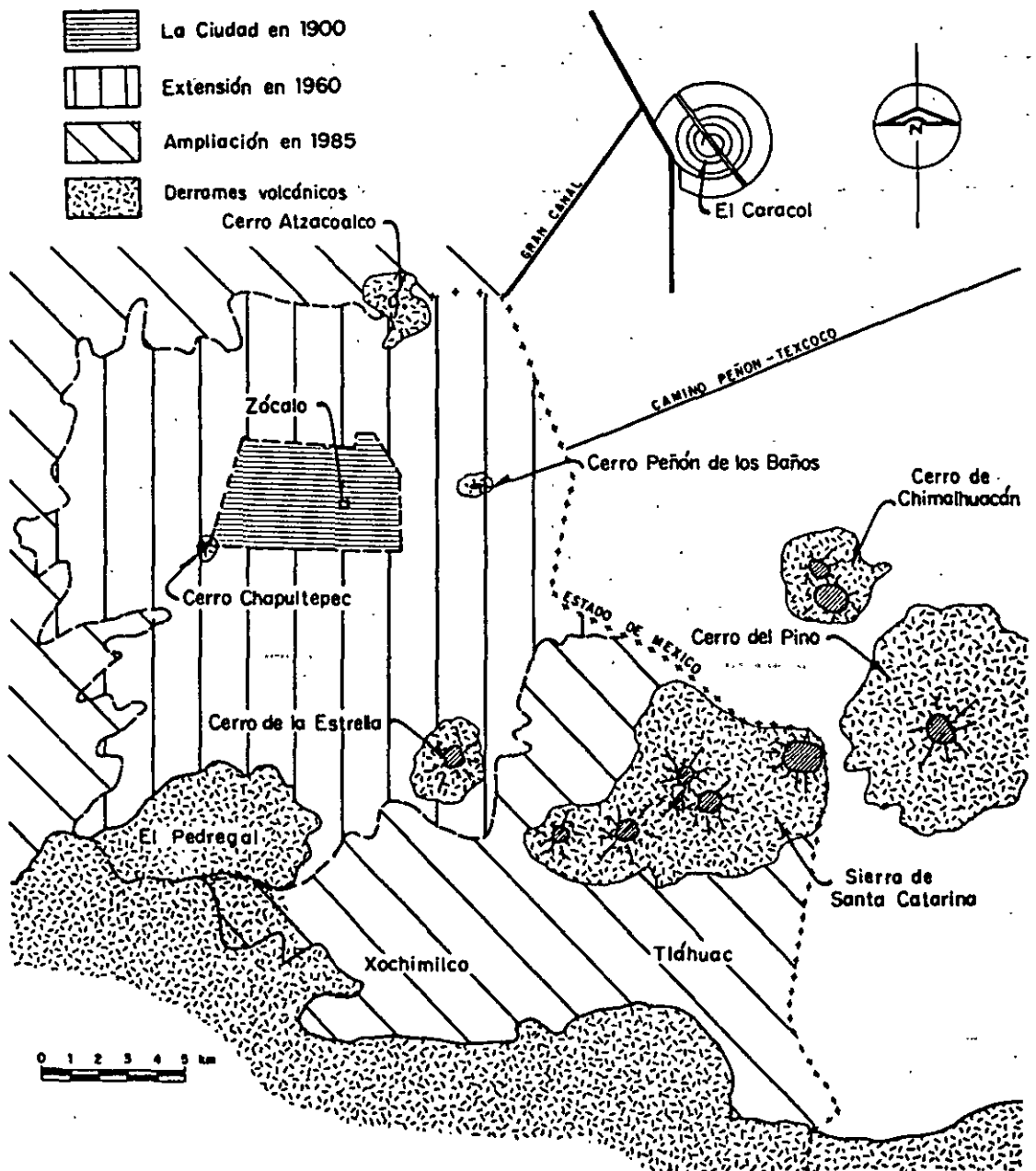
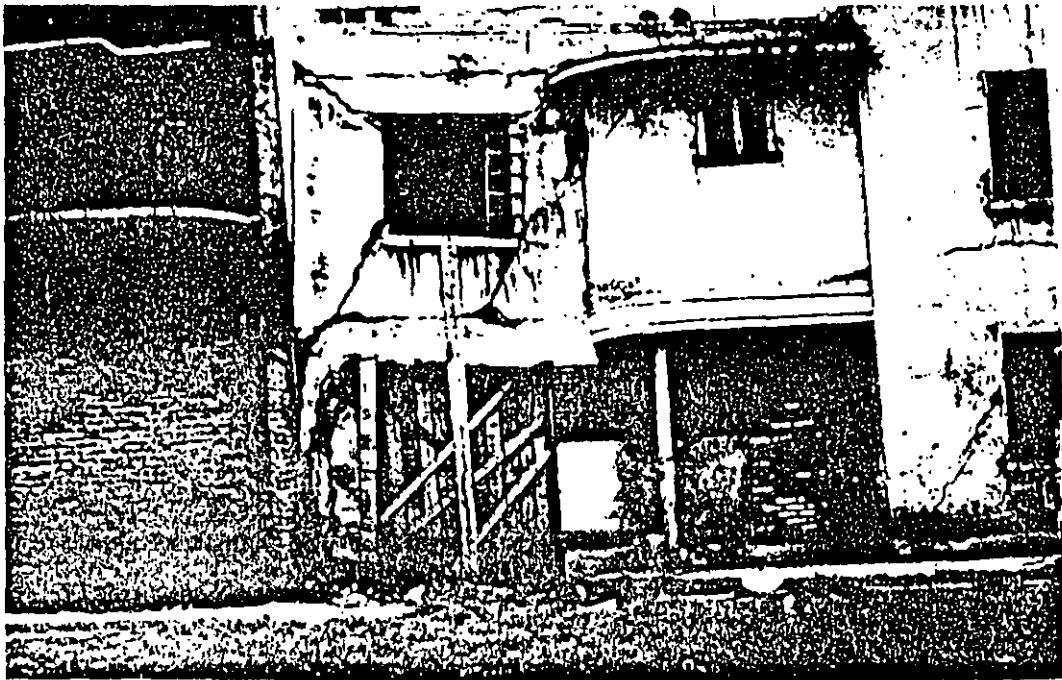
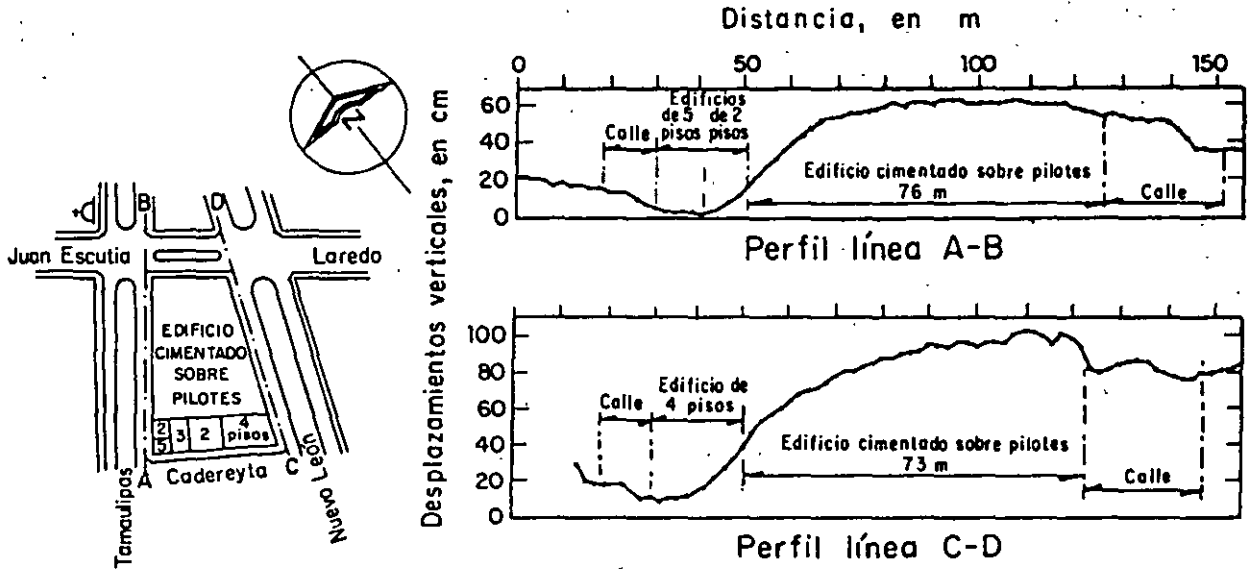


Fig 3 Límites aproximados de la Ciudad de México en diferentes fechas



Daños causados por un edificio cimentado sobre pilotes, en la casa vecina

Fig 4 Efectos de una cimentación piloteada en las colindancias

seriamente afectada por asentimientos diferenciales en la últimas décadas; otro caso es el moderno edificio de la Secretaria de Relaciones Exteriores, ubicado en la vecindad de terrenos de Tlatelolco rellenado por los aztecas, y que desde la etapa constructiva comenzó a desplomarse hacia la esquina sudoeste; finalmente, cabe recordar la situación creada a una de las instalaciones del Centro Medico (1950), que fue necesario localizar en el predio destinado anteriormente al Hospital SOP, donde se había colado la subestructura de concreto e hincado en pilotes de madera hasta la capa dura. Una condición similar a la de este último ejemplo puede presentarse en los lotes ocupados por los edificios que sufrieron colapso o daño grave durante los sismos de septiembre de 1985 y fueron demolidos.

TERRENOS MINADOS.

Al extenderse la mancha urbana hacia los lomerios situados al poniente de la Ciudad, se ocuparon terrenos con edificaciones cada vez más importantes, bajo los que existen minas que desde la época colonial se venían explotando para obtener la arena requerida por la construcción. Estas minas fueron abandonadas en las primeras décadas del presente siglo y sustituida por excavaciones a cielo abierto. Sin mantenimiento de ademes y columnas, tales socavaciones subterráneas se han ido derrumbando y los accesos a las minas obstruyéndose por acumulaciones de escombros; al presente es difícil localizar las entradas a estas minas, y de lograrlo, es casi imposible definir procedimientos topográficos su desarrollo en planta. Esta situación creada por el hombre suele demandar tratamientos especiales del subsuelo (inyecciones, rellenos compactados, cimentaciones profundas, etc.) y en ciertos casos, hasta el abandono del predio por incosteabilidad.

EXPLOTACIÓN DE LOS ACUÍFEROS DEL SUBSUELO.

Como se indico en el inciso anterior, a partir de 1930 se intensifica la extracción de agua mediante bombeo en pozos municipales localizados dentro del área urbana, para suplir las limitaciones del acueducto de Xochimilco construido a principios del siglo. Esta explotación genero hundimientos en los dominios del lago de Texcoco así como agrietamientos en varios sitios de la Ciudad, no solo en lo que era el fondo de dicho lago sino también en terrenos firmes de los lomerios ubicados al poniente. Del hundimiento se conocen suficiente precisión la causa y los efectos, mientras que de los agrietamientos en el fondo lacustre y en la Zona de las Lomas se han propuesto mecanismos teóricos aun sujetos a comprobación mediante observaciones de campo.

El problema que enfrenta el especialista en geotécnica cuando tiene que investigar la evolución del hundimiento y el potencial de agrietamiento en determinado predio, es la carencia de datos. Estos se empezaron a registrar a partir de 1938, primero por la Dirección de Geografía; después estuvieron a cargo de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, SRH; y en época reciente, de la Comisión de Aguas del Valle, SARH; son bastante completas las nivelaciones de la Comisión Hidrológica en el período 1953-1968, y más espaciadas y erráticas las realizadas por la Comisión de Aguas en la última década, además, en este último lapso ocurre una rápida expansión de la zona urbana hacia el sur ocupando terrenos vírgenes de los lagos Texcoco, Xochimilco y Chalco, así como el desplazamiento de la explotación de acuíferos

en la misma dirección. La figura 3 muestra los límites aproximados de la mancha urbana del Distrito Federal en 1900, 1960 y 1985, que da una idea de la magnitud del problema en cuanto a mediciones de hundimiento, piezometría y agrietamientos, información indispensable para el diseño de las cimentaciones en la zona lacustre de la Ciudad.

CONSTRUCCIONES VECINAS.

Dado el anteproyecto de una nueva obra se impone la inspección meticulosa del predio en que se va a construir y de las edificaciones aledañas. no basta un examen ocular de los inmuebles colindantes; es necesario averiguar el tipo de cimentación y estructura de los mismos, de ser posible obtener planos generales de dichas construcciones, edad y estado en que se encuentran, y evaluar las posibles causas de mal comportamiento, en su caso.

Esta fase de reconocimiento del sitio es importante, ya que sus resultados pueden condicionar el diseño de la cimentación del nuevo inmueble, no solo para reservar su buen comportamiento sino, además, evitar trastornos colindantes. en la figura 4 se presenta la nivelación de un edificio cimentado sobre pilotes de madera hincados hasta la capa dura; las deformaciones por emersión de estas estructuras fueron tales que ocasionaron serios daños a varias construcciones vecinas. Cabe preguntarse: ¿Con que tipo de cimentación se debe diseñar los futuros inmuebles adyacentes al apoyado en pilotes de punta? nótese que la emersión de este último es consecuencia del hundimiento provocado por la explotación de los acuíferos del subsuelo.

Una de las causas significativas de destrucción durante los sismos de septiembre de 1985, fue el choque entre inmuebles colindantes, no obstante que el reglamento en vigor establece el resquicio de separación. Es frecuente que, aunque se respete esta previsión, dos construcciones adyacentes se acerquen y hasta se apoyen en los niveles superiores debido a asentamiento diferencial de las respectivas cimentaciones. Por efecto de la acción sísmica, es muy probable que tales edificaciones sufran daño estructural grave en la colindancia; se han dado casos en que los pisos superiores de un edificio alto se desmoronaron sobre el vecino de menor altura y que buen número de inmuebles colindantes sufrieron roturas impresionantes en columnas, travesaños y muros.

CONCLUSIÓN.

De las observaciones descritas se infiere que los estudios preliminares sobre las condiciones geotécnicas imperantes en un predio del Distrito Federal, lejos de ser mero formalismo, constituyen una labor compleja y delicada por sus implicaciones en el diseño y la construcción de la subestructura en que se apoyara el nuevo inmueble.

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN Y ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS.

Las normas sobre la construcción de inmuebles en la ciudad de México han evolucionado notablemente desde la década de los cuarenta, por varias razones:

- 1) el incremento de la población, principal promotor del desarrollo vertical en el área céntrica de la Ciudad
- 2) la mecánica de suelos y su aplicación al diseño de cimentaciones
- 3) los sismos y los estudios sobre sus efectos en las construcciones.

Se tratará a continuación de proporcionar brevemente el contenido de las disposiciones reglamentarias emitidas por la autoridad del DF en relación con el diseño y construcción de cimentaciones, en 1942, 1957, 1966, 1976 y 1985. Estas fechas corresponden a reglamentos diferentes: dos de ellos, los de 1957 y 1985, fueron emergencias y promulgados después de los sismos que asolaron a la ciudad en los meses de julio y septiembre de dichos años, respectivamente.

El reglamento de 1942 establecía que la capacidad de carga admisible del terreno en el área antigua de la ciudad era de 5 ton/m^2 , y de 3 ton/m^2 en las zonas que no habían sido sometidas a cargas previa. Esta especificación era aceptable tanto para dimensionar zapatas como para losas de cimentación, sin restricciones en cuanto a la superficie total de contacto subestructura - suelo. Los edificios más pesados se podían apoyar sobre pilotes hincados hasta la capa dura, y era común en esa época usar pilotes de madera formados por postes de 20 cm y de 8 a 10 m de longitud, zunchados en los extremos y unidos mediante una barra corta de acero; la capacidad asignada era de 25 ton/pilote y se aplicaba la fórmula de *Engineering News* para la recepción de pilotes. La sollicitación debida a sismo se representa con la fuerza horizontal igual al producto de un coeficientes sísmico por el peso del edificio arriba del nivel considerado. Salvo para los edificios de tipo I y II, el coeficiente sísmico aplicable a hoteles, viviendas, despachos, plantas industriales, etc. (tipo III) era de 0.025.

El sismo del 28 de julio de 1957, ocasionó el derrumbe de varios edificios y daños graves a buen número de construcciones de la ciudad, poniendo en evidencia lo inadecuado de las normas vigentes en este campo de la ingeniería. consecuentemente se elaboró el reglamento de emergencia promulgado el 18 de diciembre del mismo año, que impuso nuevos criterios para verificar la estabilidad dinámica de las edificaciones de altura menor de 45 m, y para reforzar y reparar las existentes dañadas por el sismo. Atendiendo a la estratigrafía y las propiedades mecánicas del subsuelo, se dividió el área urbana en tres zonas: fondo del lago, transición y lomas; se clasificaron los edificios por su uso y características estructurales en grupos y clase; además se establecieron requerimientos específicos sobre el diseño de las cimentaciones, todo ello derivado de las nuevas normas de ingeniería sísmica.

Por otra parte, en la década 1946-1956 se venias realizando estudios de mecánica de suelos que :

- 1) ampliaban el conocimiento del subsuelo de la ciudad (estratigrafía y propiedades de los materiales arcillosos)
- 2) corroboraban las predicciones de la teorías debida a Nabor Carrillo sobre el hundimiento de la superficie y
- 3) verificaban mediante nivelaciones y observaciones soportadas por diferentes tipos de cimentación.

Estos estudios eran promovidos por la Comisión Impulsora y Coordinadora de la Investigación Científica, SEP y se realizaban en los laboratorios de Ingenieros Civiles Asociados, S. A. de C.V., posteriormente, con el patrocinio del Instituto Nacional de investigación Científica se le sumaron los trabajos de nivelación y piezometría a cargo de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México; y por último, en el Instituto de Ingeniería, UNAM, se revisaron, ordenaron y analizaron tales estudios y se publicaron con el titulo de "El subsuelo de la ciudad de México" además, el Dr. Leonardo Zeevaert, trabajando en forma independiente, contribuía con varias publicaciones relativas al tema, las que se citan al final del texto. Otra fuente importante de información es la serie de memorias sobre reuniones nacionales y simposios organizados por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Los estudios mencionados constituyeron en gran medida la base informativa para modificar en 1966 el capitulo relativo a cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Estas normas se revisaron después, introduciendo modificaciones y correcciones, para integrar el reglamento publicado en el diario oficial de diciembre 14, 1976. Finalmente, a consecuencia de los perjuicios catastróficos producidos por el terremoto de septiembre de 1985, se elaboró un reglamento de emergencia con el principal objetivo de reparar las construcciones afectadas por el daño estructural grave y proyectar los nuevos inmuebles, en tanto se revisan las normas de 1976 .

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

1. INTRODUCCION

Las presentes normas tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos definidos en el Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan requerirá la aprobación del Departamento del Distrito Federal.

2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

2.1 Reconocimiento del sitio

En la Fig. 1 se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación definida en el artículo 219 del Reglamento. En caso de discrepancia entre el mapa y los resultados de exploraciones directas del subsuelo se adoptarán estos últimos para los fines de dicho artículo.

En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará en particular si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colcados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debida a variaciones del grado de cimentación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos clásticos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas de grandes dimensiones dentro de la lava. Se tomará en cuenta que, en

ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

En la zona II la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre diversas formaciones así como variaciones importantes en el espesor de suelos compresibles.

En las zonas II y III, además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará, como lo especifica el Artículo 220, la historia de cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circundantes. Se buscarán evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte, se investigará si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

2.2 Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para cumplimiento del Artículo 220 del Reglamento serán las que se indican en la Tabla I. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicadas en esta tabla no liberará al responsable de la obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en la Tabla I.

Para la aplicación de la Tabla I, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la Tabla I) será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del

subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar el estrato incompresible y, en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.

c) Los procedimientos para localizar galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.

d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:

— Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o capacidad de los materiales superficiales de la Zona I y de los estratos resistentes de las Zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.

— Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas, o bien con los de resistencias de punta obtenidos con sondeos de penetración de cono.

— Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras, recurriendo a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor.

— Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la Zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos,

siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.

— Sondeos de percusión o con equipo tricónico. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

2.3 Determinación de propiedades

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos se harán por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje y variación de cargas que se desea evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de pruebas de resistencia y de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Será aceptable la estimación de propiedades mecánicas basadas en los resultados de penetración de cono, veleta, o algún otro ensayo de campo, si sus resultados se han correlacionado confiablemente con los de pruebas convencionales para los suelos de que se trate.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de capacidad relativa.

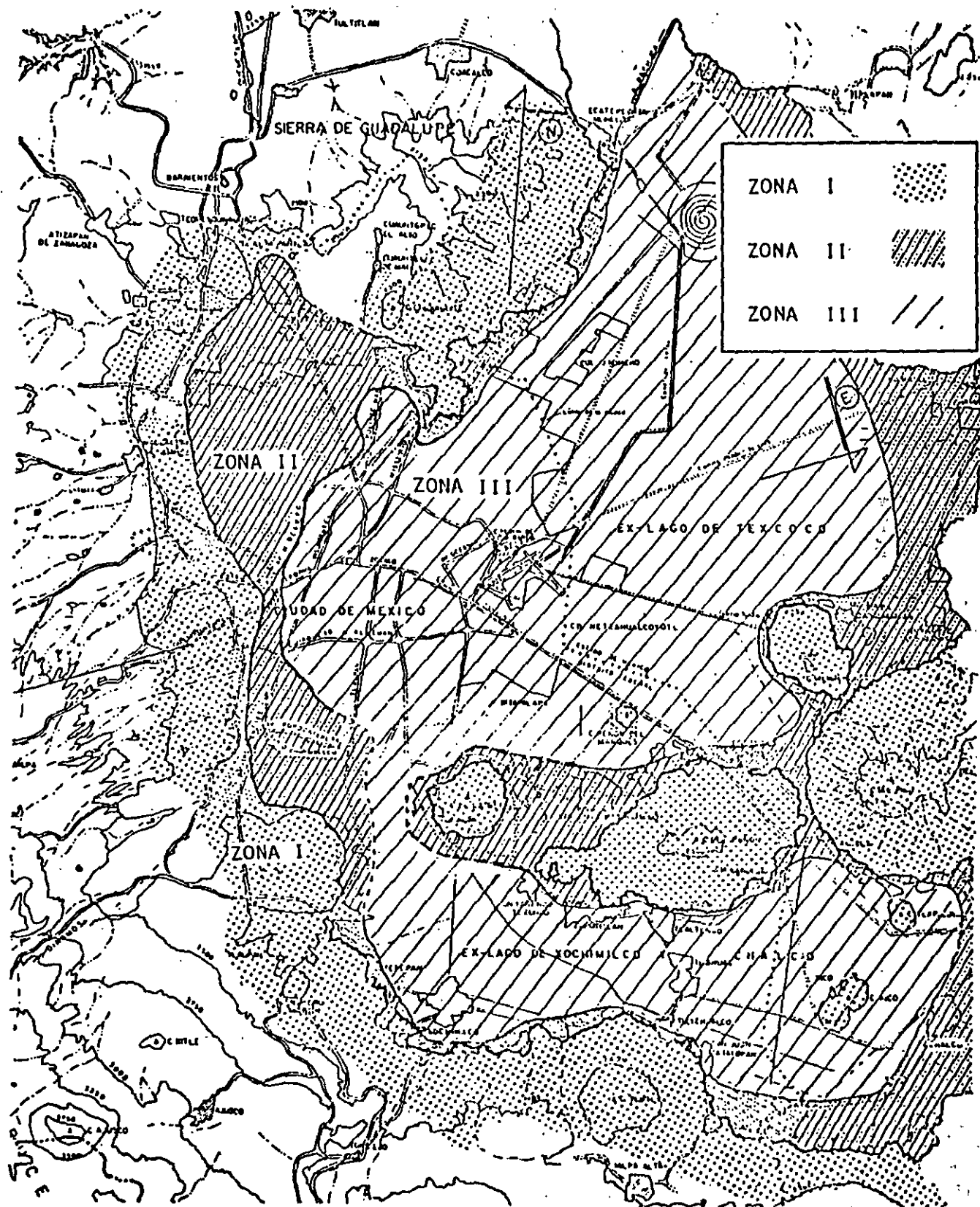


Fig. 1. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México.

2.4 Investigación del hundimiento regional

A menos que existan datos publicados suficientes respecto al fenómeno de hundimiento en el área de interés, en edificaciones de los grupos A y B₁ (véase Art. 174, Cap. I, Título Sexto) esta investigación deberá hacerse por observación directa mediante piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos.

TABLA I

REQUISITOS MINIMOS PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO

A. CONSTRUCCIONES LIGERAS O MEDIANAS DE Poca EXTENSION Y CON EXCAVACIONES SO-MERAS

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P \leq 80 \text{ m}$ en las Zonas

I y II, o

$P \leq 120 \text{ m}$ en la Zona

III

Profundidad de desplante $D_r \leq 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 8 t/m^2 , el valor

recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto o sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 5 t/m^2 , bajo zapatas o de 2 t/m^2 bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 t/m^2 bajo zapatas o de 1.5 t/m^2 bajo cimentaciones a base de losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

B. CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS

Son de esta categoría las edificaciones que tienen menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 5 t/m^2$

Perímetro de la construcción $P > 80$ m en las Zonas I y II, o

$P > 120$ m en la Zona III

Profundidad de desplante $D_t > 2.5$ m

ZONA I

1. Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

raneas y secado local por la operación de calderas o equipos similares.

ARTICULO 219.- Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

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

Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m. de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m;

La zona a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio, tal y como lo establezcan las Normas Técnicas Complementarias. En caso de Edificaciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa incluido en las mismas, si el predio está dentro de la porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200 m. de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en la más desfavorable.

ARTICULO 220.- La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de edificación. Además, deberá ser tal que permita definir:

1. En la zona I a que se refiere el artículo 219 del Reglamento, si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas, y en caso afirmativo su apropiado tratamiento, y

DISEÑO DE CIMENTACIONES

ARTICULO 217.- En este Capítulo se disponen los requisitos mínimos para el diseño y edificación de cimentaciones. Requisitos adicionales relativos a los métodos de diseño y edificación y a ciertos tipos específicos de cimentación se fijarán en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.

ARTICULO 218.- Toda edificación se soportará por medio de una cimentación apropiada.

Las edificaciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, suelos o rellenos sueltos o desechos. Sólo será aceptable cimentar sobre terreno natural competente o rellenos artificiales que no incluyan materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados.

El suelo de cimentación deberá protegerse contra deterioro por intemperismo, arrastre por flujo de aguas superficiales o subter-

II. En las zonas II y III del artículo mencionado en la fracción anterior, la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas, variaciones fuertes de estratigrafía, historia de carga del predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño.

ARTICULO 221.- Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las edificaciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y edificación de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la edificación no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

ARTICULO 222.- En las zonas II y III señaladas en el artículo 219 de este Reglamento, se tomará en cuenta la evolución futura del proceso de hundimiento regional que afecta a gran parte del Distrito Federal y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto.

ARTICULO 223.- La revisión de la seguridad de las cimentaciones, consistirá, de acuerdo con el artículo 193 de este Reglamento, en comparar la resistencia y las deformaciones máximas aceptables del suelo con las fuerzas y deformaciones inducidas por las acciones de diseño. Las acciones serán afectadas por los factores de carga y las resistencias por los factores de resistencia especificados en las Normas Técnicas Complementarias, debiendo revisarse además, la seguridad de los miembros estructurales de la cimentación, con los mismos criterios especificados para la estructura.

ARTICULO 224.- En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

I. De falla:

- a) Flotación;
- b) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación, y
- c) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

II. De servicio:

- a) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión, con respecto al nivel del terreno circundante;
- b) Inclinación media, y
- c) Deformación diferencial.

En cada uno de estos movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá ajustarse a lo dispuesto por las Normas Técnicas Complementarias, para no causar daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las Edificaciones vecinas ni a los servicios públicos.

EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.

Son poco precisas las circunstancias geológicas que precedieron al cierre del antiguo Valle de México hacia la cuenca del río Balsas evento ubicado en el tiempo a unos setecientos mil años, y la subsecuente formación de lagos, el acarreo de suelos vía erosión y la emisión de lava y cenizas por volcanes activos en esa época. Esta diversa secuencia de acontecimientos, sumada a variaciones notables del clima (glaciaciones, periodos húmedos y secos, etc.), explica la extrema complejidad estratigráfica que cabe esperar en diferentes puntos del Valle. Una idea global de lo que observa el geólogo en la superficie de esta región del país se muestra en la figura 5; y en la figura 6, la sucesión de materiales muestreada en el centro del lago de Texcoco hasta una profundidad de 2000 m aproximadamente.

DEPÓSITOS LACUSTRES Y ALUVIALES.

Desde el punto de vista de la geotécnica y en las zonas bajas del Valle, la estratigrafía de interés puede variar de una decena de metros hasta 100 m y es notablemente compleja por varias razones: los depósitos son de origen distinto, unos aluviales y otros lacustres; por influencia del clima varias capas de arcilla fueron sometidas a la acción del secado; la vida orgánica en los lagos fue muy activa en diferentes periodos, a los que corresponde sedimentos fosilíferos significativos; la concentración salina en los lagos era variable y por tanto afecto a la sedimentación de las cenizas volcánicas y su posterior alteración mineralógica; la distribución de lluvias dentro del Valle debió ser muy diferente, con tendencia a la aridez hacia el centro y norte de esta región. Las figuras 7 y 8 presentan los perfiles estratigráficos y la variación del contenido de agua en dos sondeos: el primero (BNP-1) realizado en la porción central del lago de Texcoco y el segundo en la colonia Balbuena (Pc-143), poco afectada por construcciones y rellenos superficiales cuando se hizo la exploración; además en la figura 7 se muestra la variación de los iones principales en el agua intersticial de los suelos arcillosos. A juzgar por las variaciones de contenido del agua, los dos sondeos mencionados revelan una condición semejante, excepto los estratos próximos a la superficie del terreno y el espesor de las capas arcillosas a profundidad comprendida entre los 65 y 80 m; sin embargo, un análisis más cuidadoso de capa a capa acusa diferencias significativas que se explican teniendo en cuenta el contenido salino del agua intersticial de las arcillas. Se complementa lo anterior con los datos sobre salinidad del agua bombeada del subsuelo por Sosa Texcoco, S.A., que aparecen en la figura 9.

A unos 15 km. al oeste del sondeo BNP-1 (véase fig. 9), el sondeo Pc-190 de la fig. 10 revela una estratigrafía muy diferente, con presencia de arcillas lacustres entre 5 y 15 m de profundidad y el resto de la columna formada por arenas generalmente mezcladas con finos limosos o arcillosos; notes el cambio marcado en el contenido de agua (un orden de magnitud) entre las arcillas blandas si se compara el sondeo Pc-143 con el Pc-62, este último localizado al sudoeste de la Ciudad (fig. 9); según los datos de la fig. 11, salvo delgadas capas de arcilla lacustre, el subsuelo está constituido en este sitio por una compleja secuencia de estratos areno-limosos o arcillosos poco compresibles.

Los ejemplos presentados en las figuras 7,8,10 y 11 ilustran la notable variación estratigráfica del subsuelo de la Ciudad, y la fig. 9, uno de los factores (la salinidad del agua) que puede influir en las características mecánicas de los depósitos de arcilla blanda. Es limitada la información hacia el sur de la Ciudad, en terrenos agrícolas que fueron urbanizados en las dos últimas décadas, ocupando el fondo de los lagos Xochimilco y Chalco. A corto plazo se espera contar con datos de exploraciones y estudio geotécnicos en esa región del Valle⁶, donde se anticipan cambios apreciables en la conformación estratigráfica y en las propiedades de las arcillas blandas que, no obstante reconocer el mismo origen (cenizas volcánicas), su fase sólida se depositó en un medio menos salino que el del lago de Texcoco.

Lo expuesto refleja la condición natural de los depósitos compresibles del Valle, sin mencionar los cambios debidos al hombre que serán tratados en capítulos posteriores. Es relevante concluir que los trabajos exploratorios para determinar la estratigrafía y las propiedades índice de los componentes del subsuelo, son esenciales y punto de partida de todo estudio geotécnico; la extrapolación de datos puede ser la causa de errores significativos.

SONDEO EN LAS ZONAS BAJAS DEL VALLE.

El método más confiable y completo consiste en extraer muestras inalteradas del terreno en forma continua, usando tubos delgados (Shelby) para las arcillas blandas y el muestreador Denison para los suelos duros o granulares compactos. Por su alto costo, este método solo se justifica en proyectos importantes o investigaciones particulares del subsuelo.

En la práctica, es usual recurrir al sondeo de penetración estándar (SPT), mediante el cual se recuperan muestras alteradas y se estima la resistencia a la penetración de la herramienta, contando el número de golpes según especificación normalizada. El proceso de hincado del muestreador debe estar a cargo de personal entrenado para realizar la identificación de campo de los especímenes obtenidos, verificar cuidadosamente la verticalidad del equipo y las profundidades de prueba, proveer lo necesario para que no se altere el nivel freático, vigilar que se rime y limpie el pozo hasta la elevación a que penetra la herramienta, después de cada extracción; además, conservar en frascos herméticos las muestras para su examen y determinación de propiedades índice, de las que el contenido de agua en la más característica en el caso de los materiales arcillosos del Valle, y finalmente, proceder a la verificación visual y manual de los especímenes en estado seco. Para la identificación es recomendable aplicar los procedimientos propuestos por A. Casagrande que conforman el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Las correlaciones entre el número de golpes SPT y la compacidad relativa de arenas o resistencia al corte de arcillas, así como las apreciaciones cualitativas de ciertas propiedades mecánicas a partir de la clasificación SUCS, pueden constituir una guía valiosa para orientar el estudio detallado del subsuelo en cuanto a selección de muestreadores, número y localización de especímenes, tipos de ensaye, etc., que deben implantarse para el diseño de cimentaciones.

⁶ Investigación geológica, geofísica y geotécnica que realizan PEMEX, CFE y el Instituto de Ingeniería, UNAM, a raíz del terremoto del 19 de septiembre de 1985.

La variedad del sondeo SPT es el denominado mixto, en el que se intercala a profundidades especificadas el muestreo de especímenes inalterados con tubo de pared delgada; para determinar tales profundidades se requiere conocer la estratigrafía del sitio, lo cual puede lograrse con un sondeo SPT previamente ejecutado.

Otro tipo de exploración que se ha venido aplicando con frecuencia por su sencillez y bajo costo, es el cono mecánico o eléctrico. Las ventajas del método comparadas con las pruebas SPT son:

- a) la precisión con que pueden determinarse las fronteras de los diferentes estratos del subsuelo, y
- b) una medición más correcta de la resistencia a la penetración

en cambio, no se muestra el suelo. Por esta razón la prueba de cono debe considerarse complementaria de los otros procedimientos descritos antes (muestreo continuo y SPT), a menos que se tengan datos confiables del subsuelo en la vecindad del sitio objeto del estudio.

Los métodos indirectos como el geoelectrico o bien el geosismico de refracción, si bien aplicables en estudio de gran visión y que cubren áreas extensas, no proporcionan la información necesaria para el diseño de cimentaciones.

EXPLORACIÓN EN TERRENOS ALTOS DEL VALLE (LOMAS).

Hacia el oeste y sur de la Ciudad de México, se pasa de las cuencas que alojan en el pasado a lagos conteniendo depósitos blandos de arcillas y aluviones intercalados, a lomerios formados por una gran diversidad de materiales térreos, la mayoría de origen volcánico (tabas, conglomerados, ignimbritas, lavas). Por efecto del intemperismo y la erosión, del Valle se caracteriza por tener una topografía accidentada, drenaje bien definido hacia la zona lacustre, y junto a terrenos duros la presencia de depósitos recientes, aluviales y eólicos, compresibles o colapsables, de resistencia al corte entre media y baja, y espesos muy variables. La exploración de sitios en esta zona del Distrito Federal puede ser difícil y costosa; los métodos descritos en el inciso anterior generalmente no son aplicables y es usual excavar pozos a cielo abierto para conocer la estratigrafía y extraer muestras cubicas hasta profundidades de 10 a 15m; en caso de excepción, se realizan sondeos con equipo rotatorio recuperando núcleos de, por lo menos, 6 cm de diámetro a fin de clasificar la roca y realizar ensayos para determinar su resistencia a compresión simple o triaxial y los respectivos módulos de deformación.

Como se indico en el capítulo de reconocimiento del sitio, existen lugares de esta Zona de Lomas que han sido minados con objeto de producir arena adecuada para la construcción (ref. 29). Las minas abandonadas han sufrido derrumbes y no son fácilmente identificables desde la superficie. Se ha aplicado el levantamiento topográfico para conocer su trazo, con poco éxito; los métodos geofísicos son imprecisos para localizar cavernas o socavones, pero dan ciertas pautas para realizar sondeos sin recuperación de núcleos, que es el método más idóneo en estos casos. Cabe mencionar que por inadvertencia han ocurrido varios colapsos en construcciones a esta zona del Distrito Federal.

Una condición similar a la anterior se presenta en los terrenos cubiertos por basalto del Xitle en la zona del Pedregal de San Ángel, debido a que el atrapamiento de gases en la lava durante la erupción volcánica ha dejado cámaras con poco techo, susceptibles de colapso al aplicar cargas concentradas en la superficie. Por ello, es recomendable verificar bajo las columnas de construcción la existencia de tales cámaras mediante sondeos sin recuperación de núcleos, y en su caso, rellenarlas de concreto o mortero, inyectando después lechadas de agua y cemento para sellar el contacto relleno-roca.

COMENTARIO.

Las condiciones del subsuelo en el área metropolitana de la Ciudad de México son de tal variedad que no es posible sintetizarlas mediante un modelo simple y representativo a la vez. Por ello, la exploración de estratigrafía y la determinación de propiedades mecánicas es una labor que no admite sustitutos para el diseño de cimentaciones.

ZONIFICACIÓN DEL DISTRITO FEDERAL.

Con la información estratigráfica y de propiedades índice propuso hace unos treinta años la zonificación que se muestra en la fig. 13, en que los terrenos urbanizados en esa época se asignaron a tres zonas: Lomas, transición y Lago. Estos términos se cambiaron por los de zonas I, II y III en el reglamento de construcciones y se agregó una zona IV para cubrir la expansión de la mancha urbana hacia sitios prácticamente inexplorados desde el punto de vista geotécnico.

Según aclaran las disposiciones reglamentarias, el plano de zonificación no tiene otro objetivo que servir de referencia a las normas sobre seguridad estructural de las edificaciones. Los sondeos que el reglamento demanda como mínimo para explorar el subsuelo son la base para que el geotecnista identifique la zona a la que pertenece el predio en cuestión, aplicando los criterios que al respecto establece la misma regulatoria.

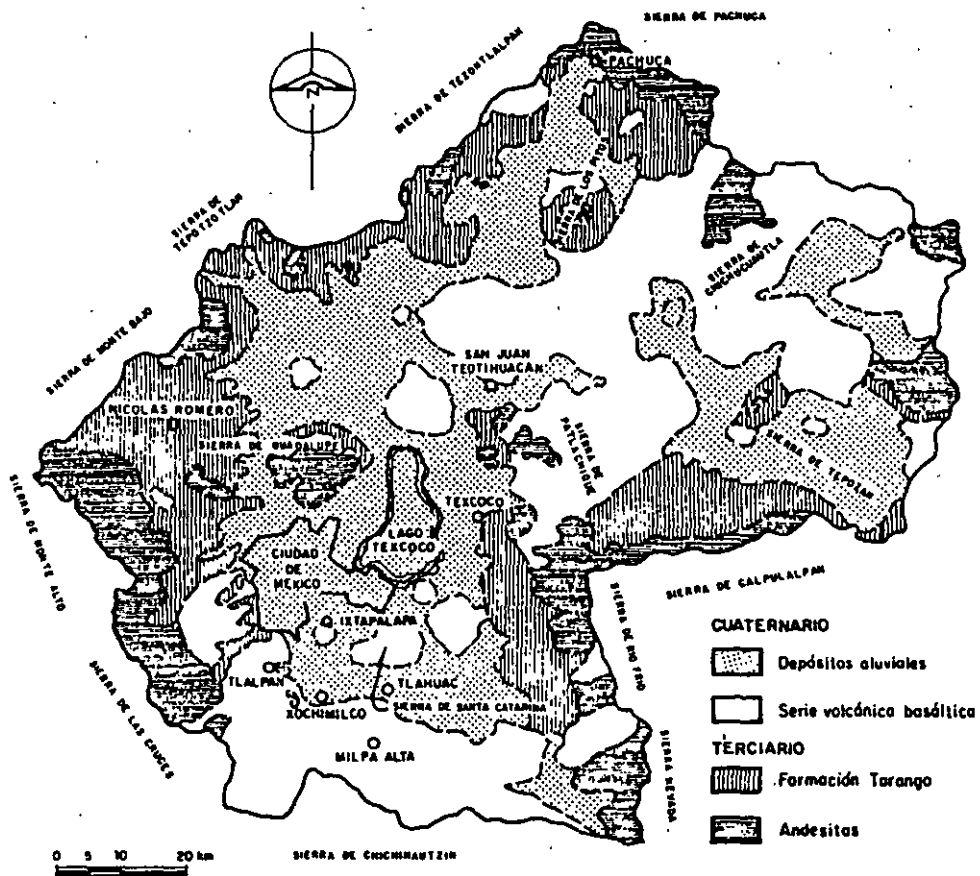


Fig 5 Geología superficial del Valle de México (según F. Mooser)

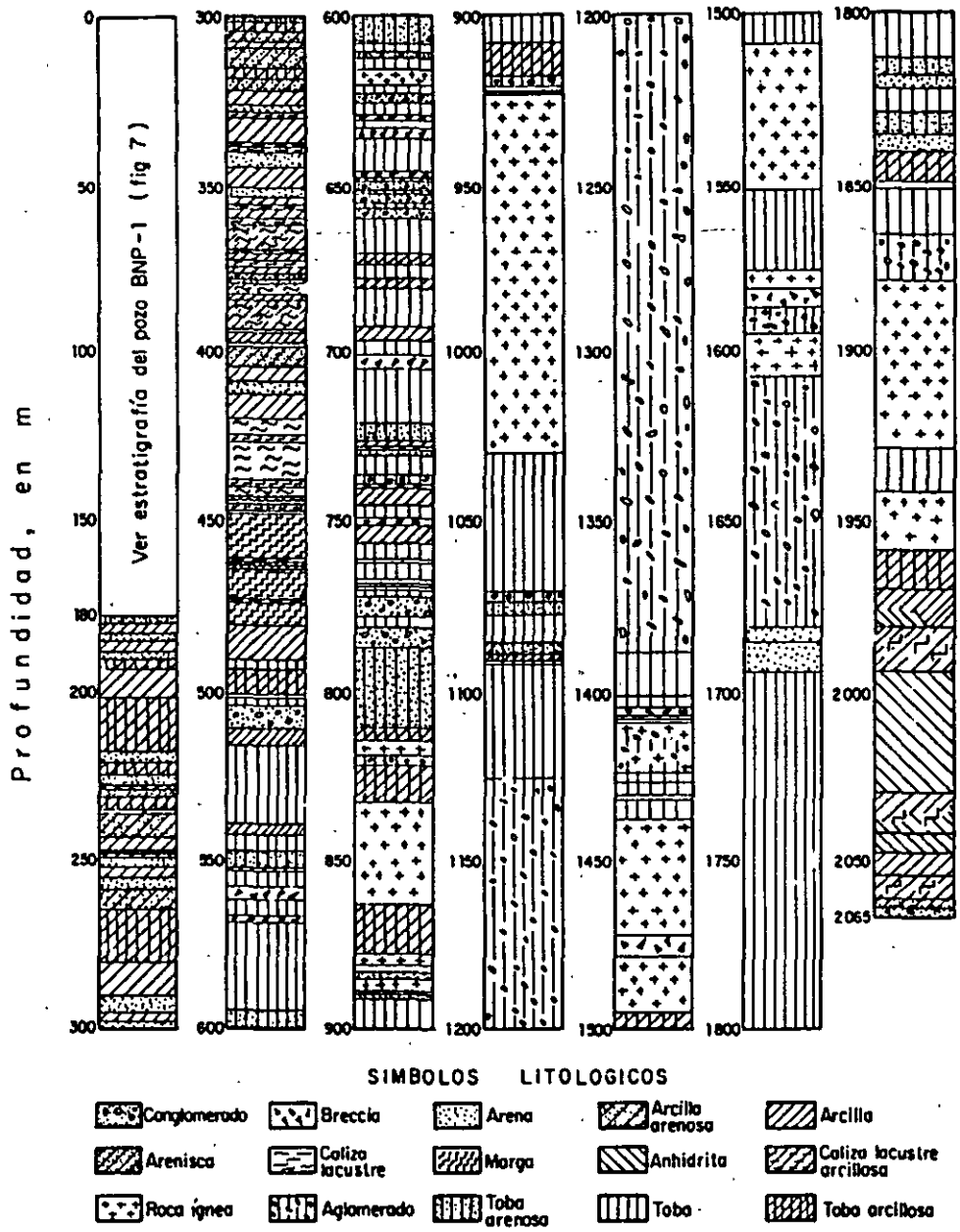


Fig 6 Corte litológico del sondeo PP-1 (Ver fig 9)

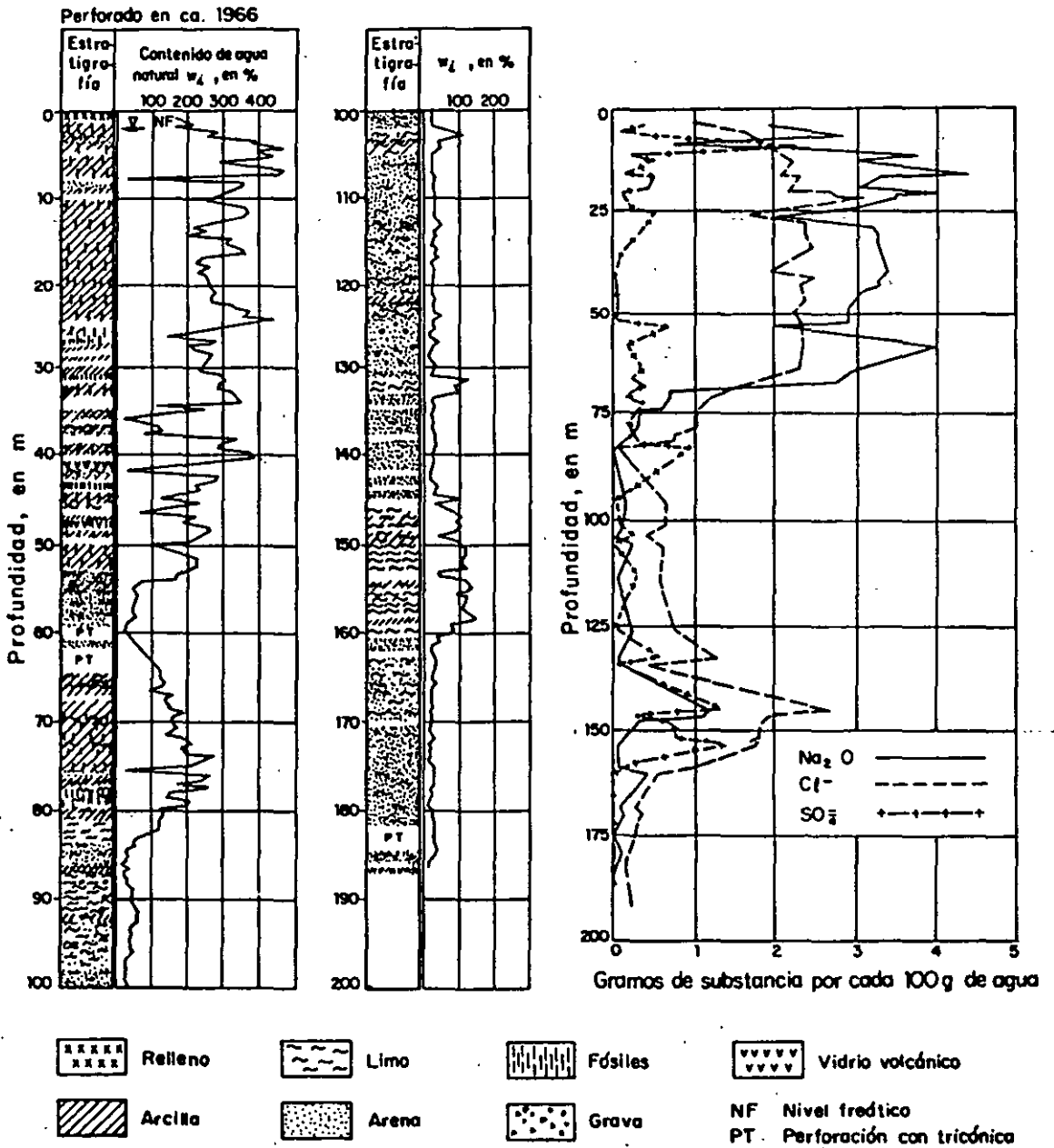


Fig 7 Estratigrafía, contenido de agua y alcalinidad total, iones cloruro y sulfato. Sondeo BNP-1, Lago Texcoco (Ver fig 9)

Perforado en agosto de 1951

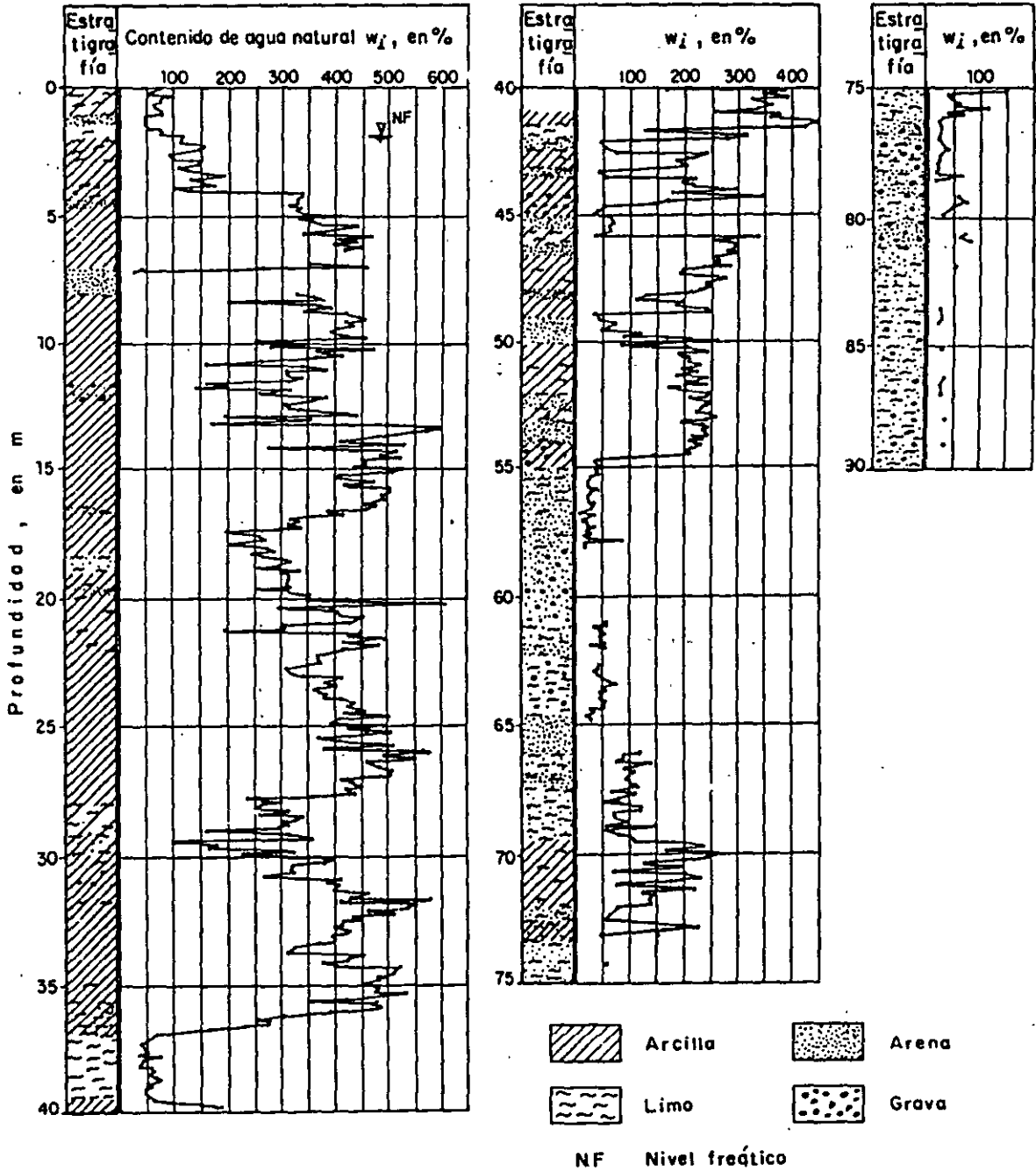


Fig 8 Sondeo continuo Pc-143 en la Zona del Lago
(Ver fig 13)

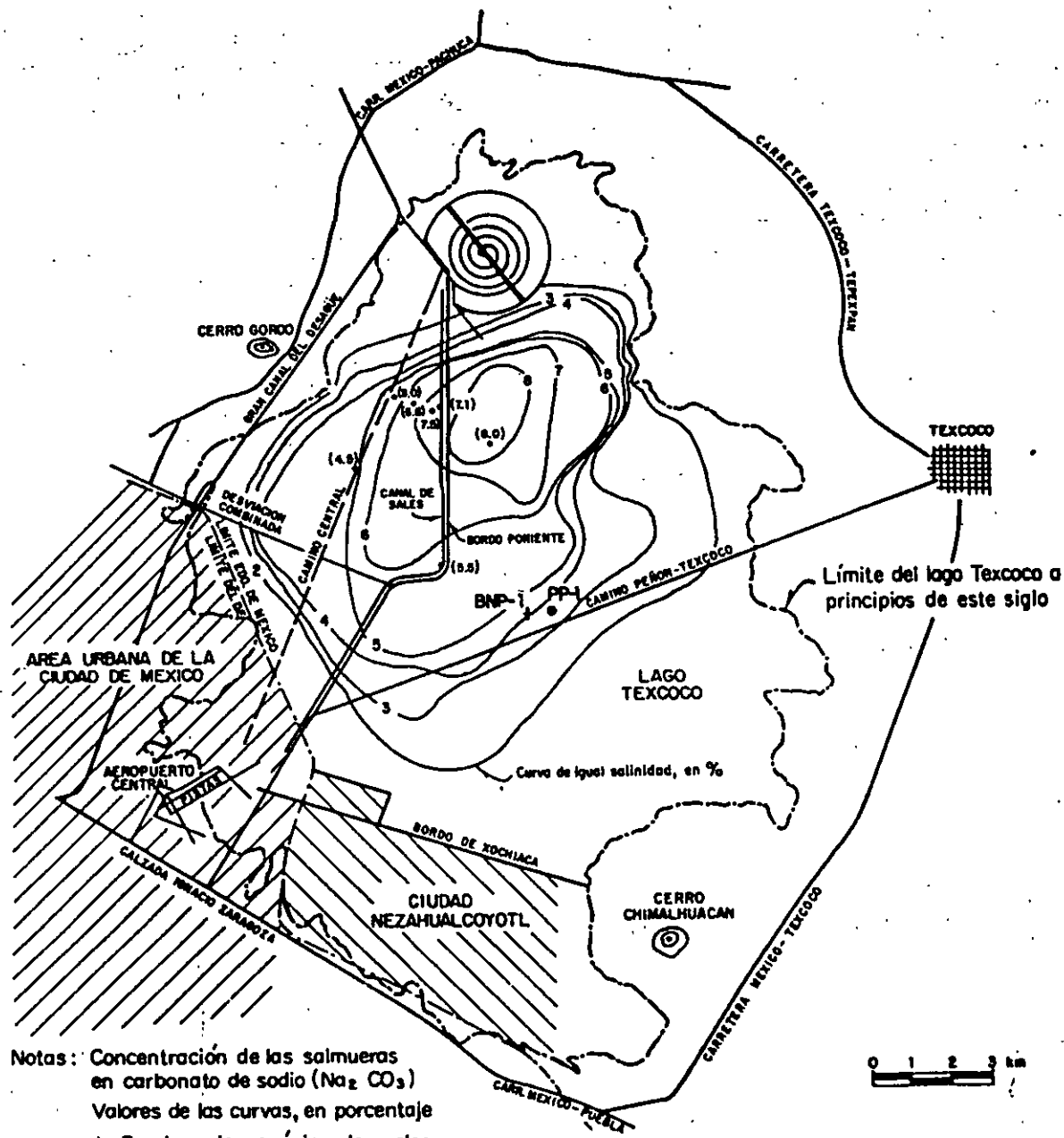


Fig 9 Curvas de igual salinidad en el lago Texcoco según determinaciones realizadas por Sosa Texcoco, S. A.

Perforado en agosto de 1952

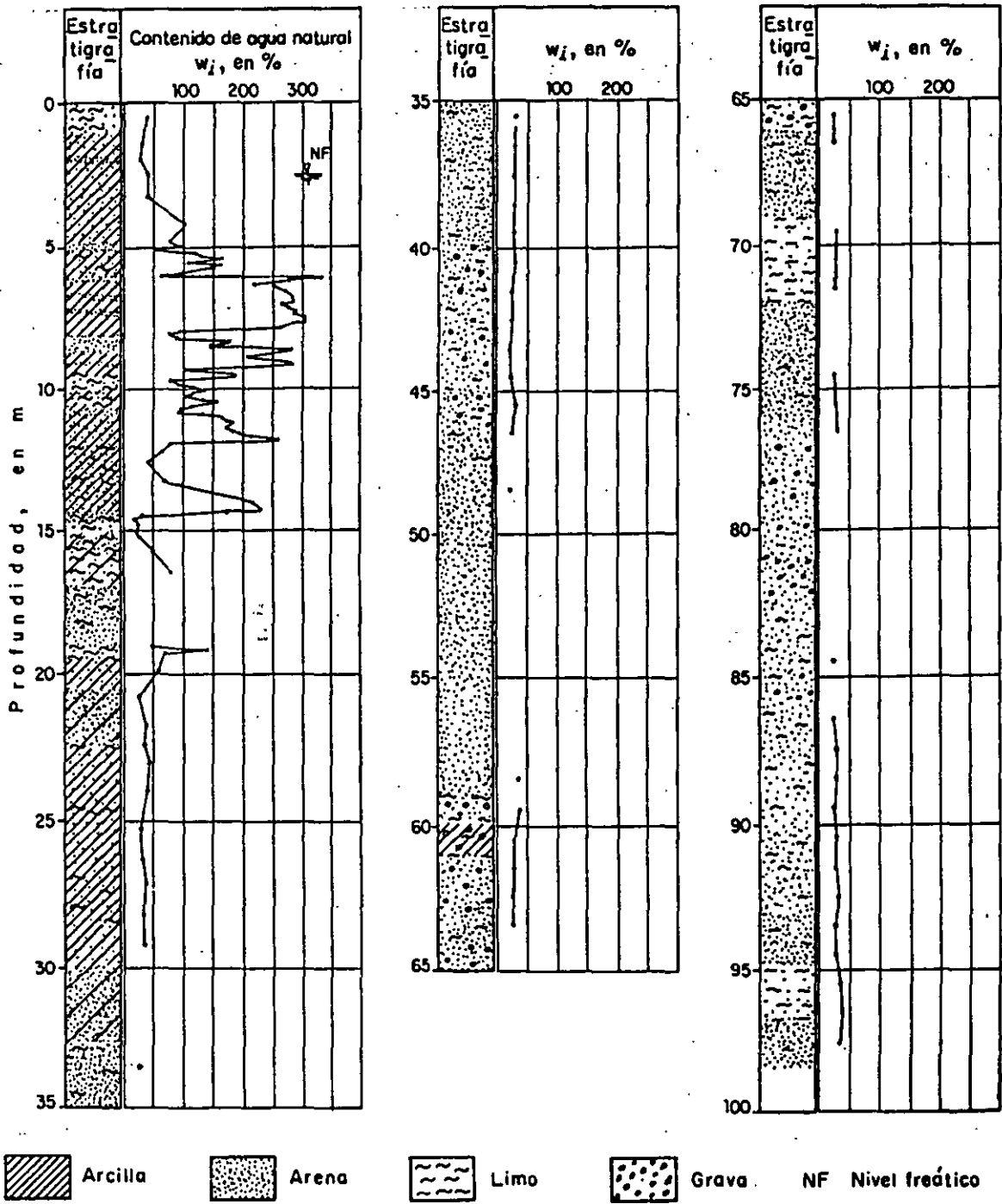
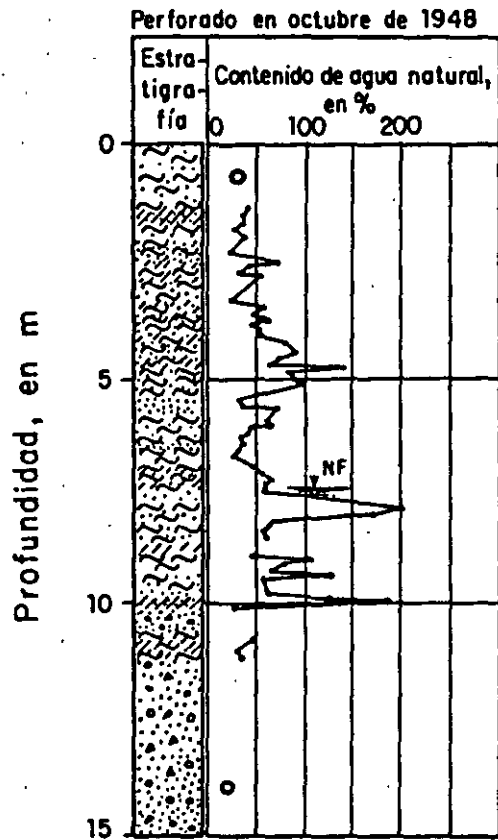


Fig. 10 Sondeo continuo Pc-190 en la Zona de Transición
(Ver fig 13)



Arcilla



Arena



Limo



Grava

NF

Nivel freático

Fig 11 Sondeo continuo Pc-62 en la Zona de Transición (Ver fig 13)

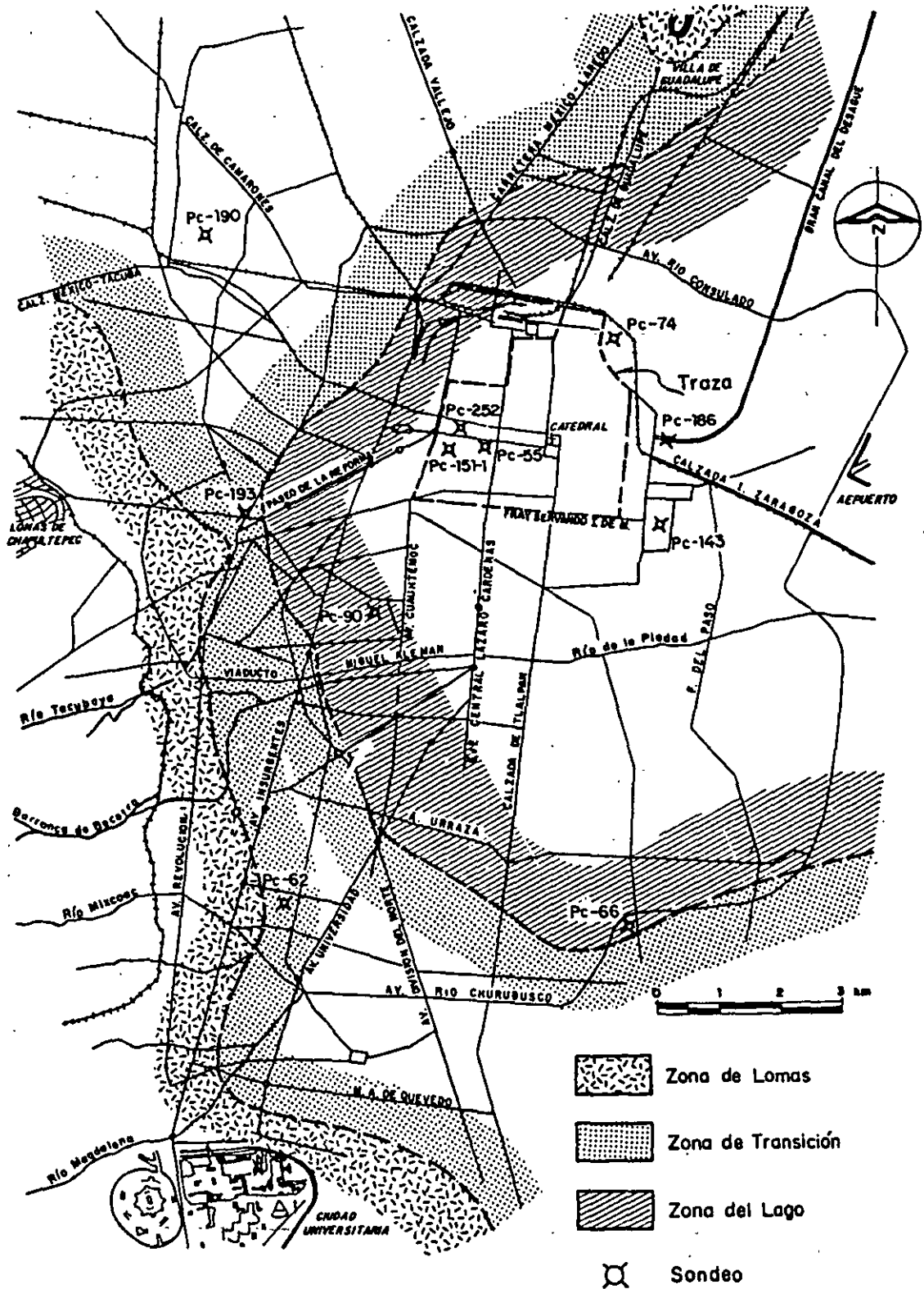
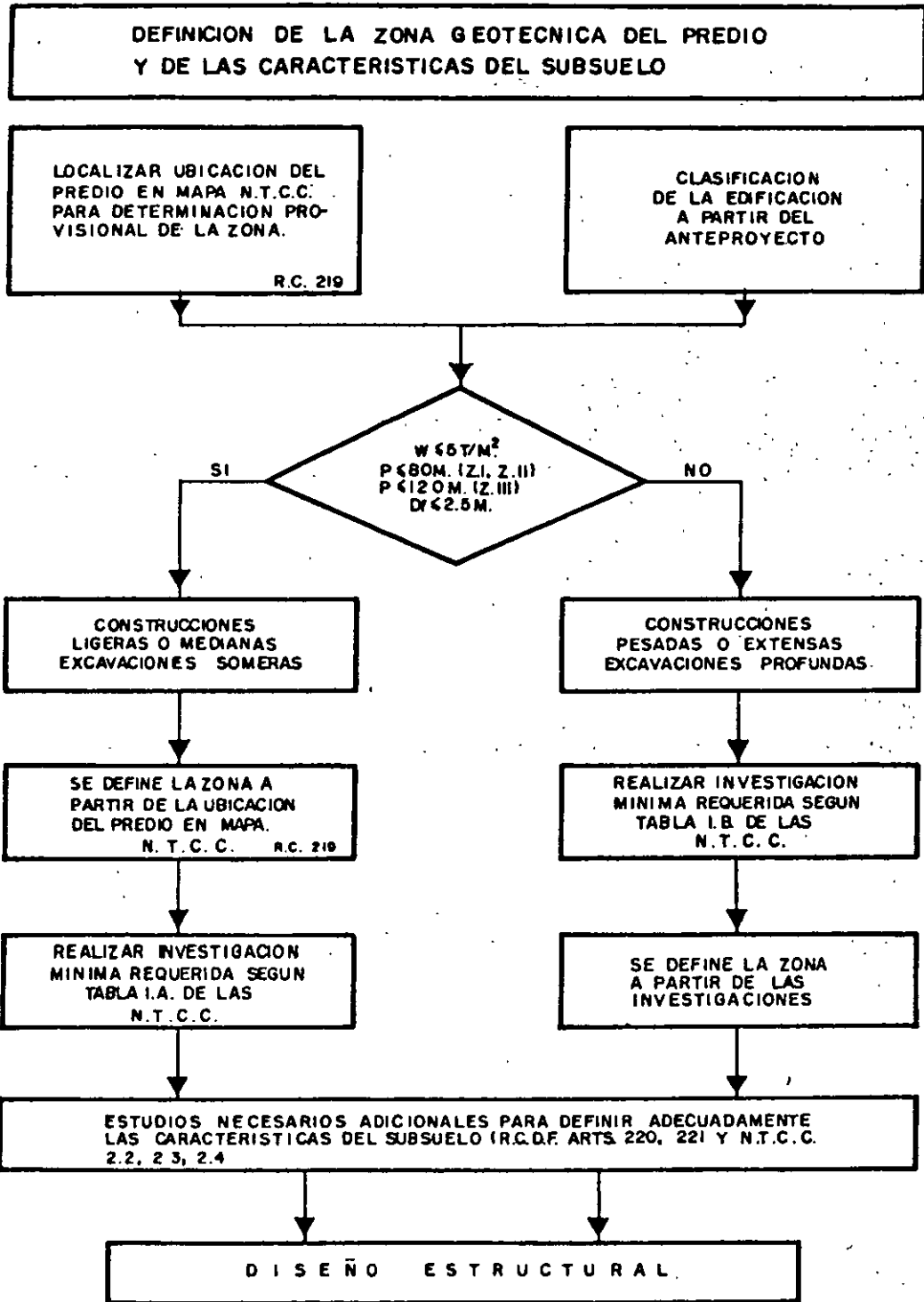


Fig 13 Zonificación estratigráfica de la Ciudad de México



PROCEDIMIENTO PARA DEFINIR LAS CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO

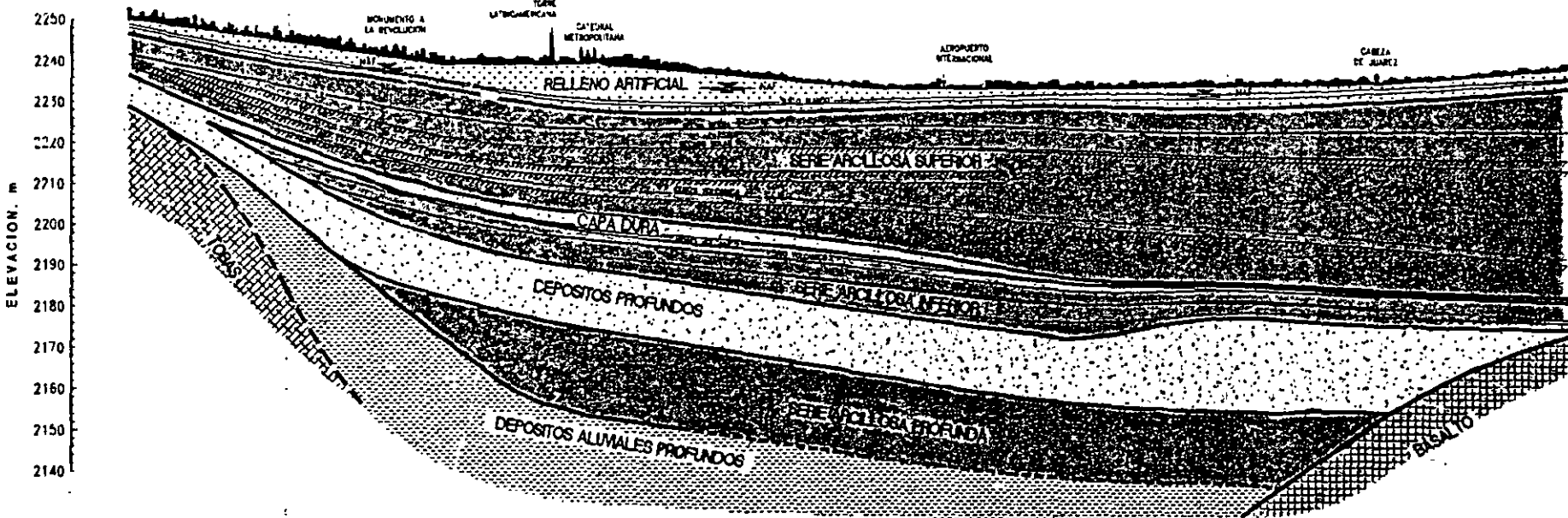
← PONIENTE

ORIENTE →

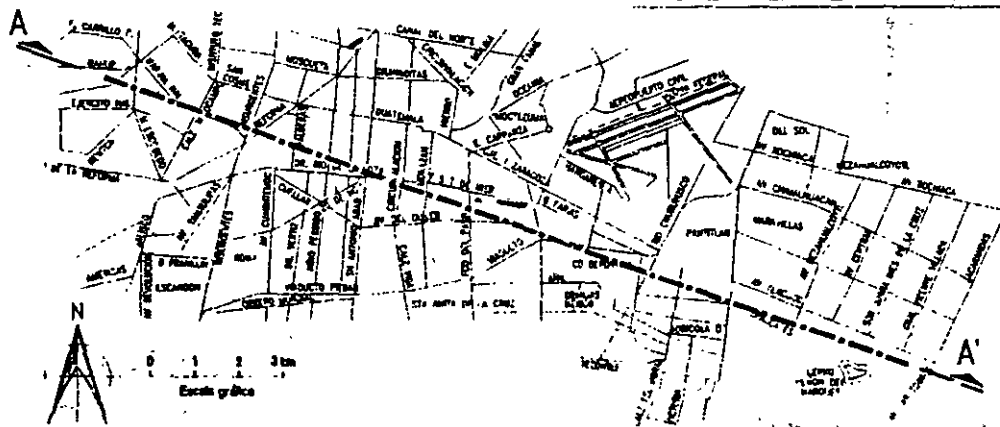
DISTANCIA, km



ZONA DE TRANSICION LAZO CENTRO ANTIGUA TRAZA LAZO CENTRO ZONA DE LAZO VIRGEN



CORTE A - A'



PLANTA DE LOCALIZACION

PERFIL ESTRATIGRAFICO CIUDAD DE MEXICO.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MODULO II “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.”

CLAVE CA-026

TEMA
ANEXO N° 1
CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS ZONIFICACIÓN
GEOTÉCNICA
DEL 11 AL 24 DE MAYO

PREPARÓ: ING. HUGO S. HAAZ MORA
EXPOSITOR: ING. RAÚL VERDUZCO MURILLO
PALACIO DE MINERÍA

ANEXO No. I
CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y ZONIFICACION GEOTECNICA

CARACTERISTICAS GEOLOGICAS

La información estratigráfica del subsuelo de la Ciudad de México que aquí se presenta está fundamentada en todas las publicaciones disponibles sobre ese tema y en la derivada de los estudios geotécnicos que se han realizado.

En la zonificación del subsuelo se observa cómo se ha podido precisar la compleja estratigrafía de la zona poniente de la Ciudad gracias a los sondeos y experiencia de construcción de la Línea 7. En cuanto a las zonas del lago y de transición, la exploración del subsuelo con el cono eléctrico ha permitido la definición de perfiles estratigráficos más precisos, demostrando con ello que esta herramienta de exploración es una técnica muy eficiente y económica para los estudios del subsuelo de esas zonas.

En relación con las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en las zonas del lago y de transición, ocurre una constante evolución, observándose una disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al esfuerzo cortante, fenómenos que ocurren en pocos años, y aun en meses, a consecuencia de: a) el bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable, b) el efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales, c) el peso de las estructuras, y d) el abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos. Todo esto hace que la información previa sobre las propiedades mecánicas de los suelos únicamente deba tomarse como una guía, y que siempre será necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables.

El conocimiento del subsuelo de la Ciudad de México evolucionará sólo si se mejoran las técnicas de campo, de laboratorio y de instrumentación; por tanto, los aspectos que por su importancia deben desarrollarse a corto plazo son: a) definir la estratigrafía y propiedades mecánicas de la costra superficial, b) mejorar las técnicas del cono eléctrico, c) reducir el remoldeo y instrumentación de las muestras inalteradas de suelos blandos,

d) muestrear en seco los suelos de bajo contenido de agua, y e) disminuir el costo de la instrumentación de campo.

1

Generalidades

Cualquiera que intente comprender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que se edifica la Ciudad de México, deberá partir de tres marcos de referencia: el geológico general, el paleoclimático y el vulcanológico.

1.1

Marco geológico general

La cuenca del Valle de México asemeja una enorme presa azolvada: la cortina, situada en el sur, está representada por los basaltos de la sierra de Chichinautzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes (fig 1). El conjunto de rellenos contiene además capas de ceniza y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años o sea en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales; estos suelos, hoy transformados en paleosuelos, llevan el sello del clima en el que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos, y otras veces cafés y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a subtropicales.

Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México. Desde la fundación de Tenochtitlan, hará 600 años, los pobladores del lugar han tenido que

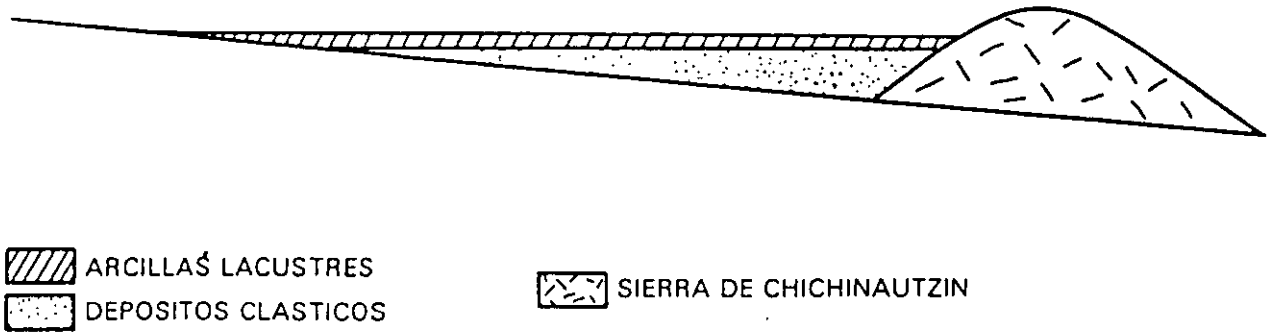


Fig 1 Esquema geológico general del Valle de México

enfrentarse a las características difíciles del relleno; hacia la mitad de este siglo, sus edificios y obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos por sedimentos transnacionales (figs 2 y 3), y en lo que va de la segunda mitad de la centuria, la Urbe se ha extendido aún más, rebasando los límites de la planicie y subiendo

a los extensos flancos occidentales de la cuenca, espacio cubierto por los abanicos volcánicos de la sierra de las Cruces, conocido como Las Lomas. Sus depósitos clásticos difieren en mucho de los depósitos arcillosos superficiales del centro de la cuenca.

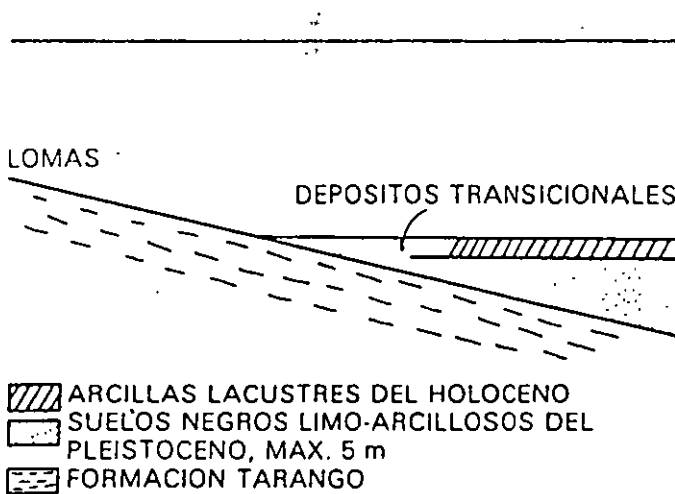


Fig 2 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie de un "delta" aluvial

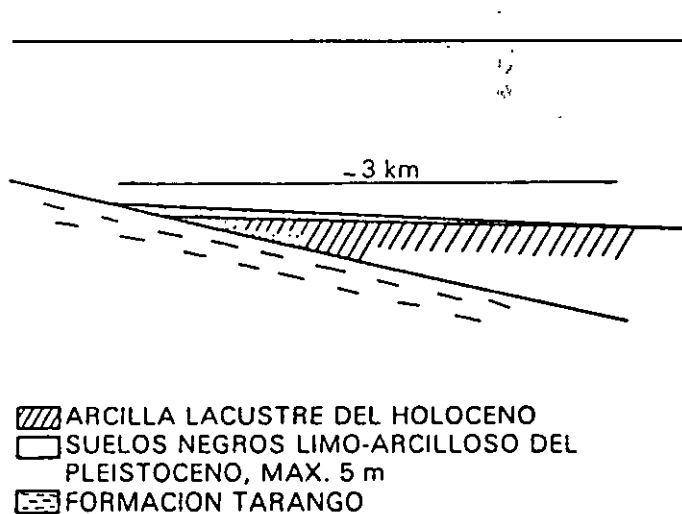


Fig 3 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie fuera de un "delta" aluvial

1.2

Marco paleoclimático

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

Principió el cambio con ligeras oscilaciones de periodos calurosos a frios, los que se fueron acentuando hasta hace un millón de años (fig. 4), cuando se inició la primera gran glaciación (Nebraska), con una duración aproximada de 100 000 años. Siguió un lapso de clima caluroso, el cual cedió renovadamente a un segundo periodo de glaciación prolongada (Kansas). Entonces se produjo un lapso extenso de clima caliente en Norteamérica el Yarmouth o el Gran Interglacial; imperó hace 400 000 a 600 000 años en todo el orbe.

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

De lo anterior se deriva que la cuenca de México, desde su cierre en el sur por los basaltos de la sierra de Chichinautzin, ha pasado por dos periodos de glaciación, el Illinois y el Wisconsin y dos interglaciales, el Yarmouth y el Sangamon, tal como se describe en la fig. 4.

Investigaciones recientes (ref. 1) han permitido comprobar en el espacio de Las Lomas, depósitos formados por glaciares pertenecientes al Illinois. Debajo de las arenas azules de Santa Fe, especialmente en la mina Totolapa, se descubrieron restos inconfundibles de depósitos morrénicos, además de superficies pulidas en

roca atribuidas exclusivamente a la acción glacial, en pequeños domos formados en el Pleistoceno Medio. Estos indicios de glaciación son anteriores a 170 000 años (Illinois Inferior). Aún más, arriba de las mismas arenas azules hay otras morrenas más jóvenes que se asignan al avance del Illinois Superior.

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

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

Años antes de hoy	
10 ^a	Holoceno - Reciente
80-10x10 ³	4a. Glaciación: Wisconsin 3 avances
100-80x10 ³	3er. Interglacial Sangamon
300-100x10 ³	3a. Glaciación: Illinois 2 avances
400-400x10 ³	Gran Interglacial Yarmouth
?	2a. Glaciación: Kansas
?	1er. Interglacial
- 900x10 ³	1a. Glaciación: Nebraska

Fig 4 Periodos glaciales e interglaciales

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

.1.3

Marco vulcanológico

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

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

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

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

En el renglón de depósitos volcánicos indirectos se deben mencionar las acumulaciones de polvo eólico. Las regiones volcánicas de por sí abundan en detritos finos derivados de cenizas volcánicas. El viento levanta este polvo y lo transporta a veces a grandes distancias; si el viento lo deposita en laderas durante periodos de clima frío, se transforma en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convierten en tobas amarillas que tanto abundan en Las Lomas. Sin embargo, si se depositan en un lago, como el antiguo vaso de Texcoco, sus partículas se hidratan, transformándose en arcillas. Por otra parte, si se asientan durante un interglacial, o sea cuando impera un clima relativamente caliente, se producen suelos con coloides debido a la actividad fitológica más intensa; estos suelos con el tiempo se transforman en tobas rojizas arcillosas. Los suelos rojos, ricos en coloides, son característicos del Sangamon.

Relacionados con los periodos glaciales, especialmente a finales de ellos, están los deshuelos, por los cuales crecieron arroyos y ríos caudalosos. Los deshuelos generaron potentes depósitos fluviales que se reconocen hoy en numerosos puntos de Las Lomas, así como al pie de ellas en la transición a la planicie central, formando abanicos aluviales y deltas.

.1.4

Estratigrafía general

a) Depósitos del lago. Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos del lago. Hay que señalar que ello solamente es válido y correcto para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evapotranspiración, el que desaparecía cuando ésta superaba a las lluvias. Obviamente, el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental: si el clima se enfriaba, se formaba un lago; si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.

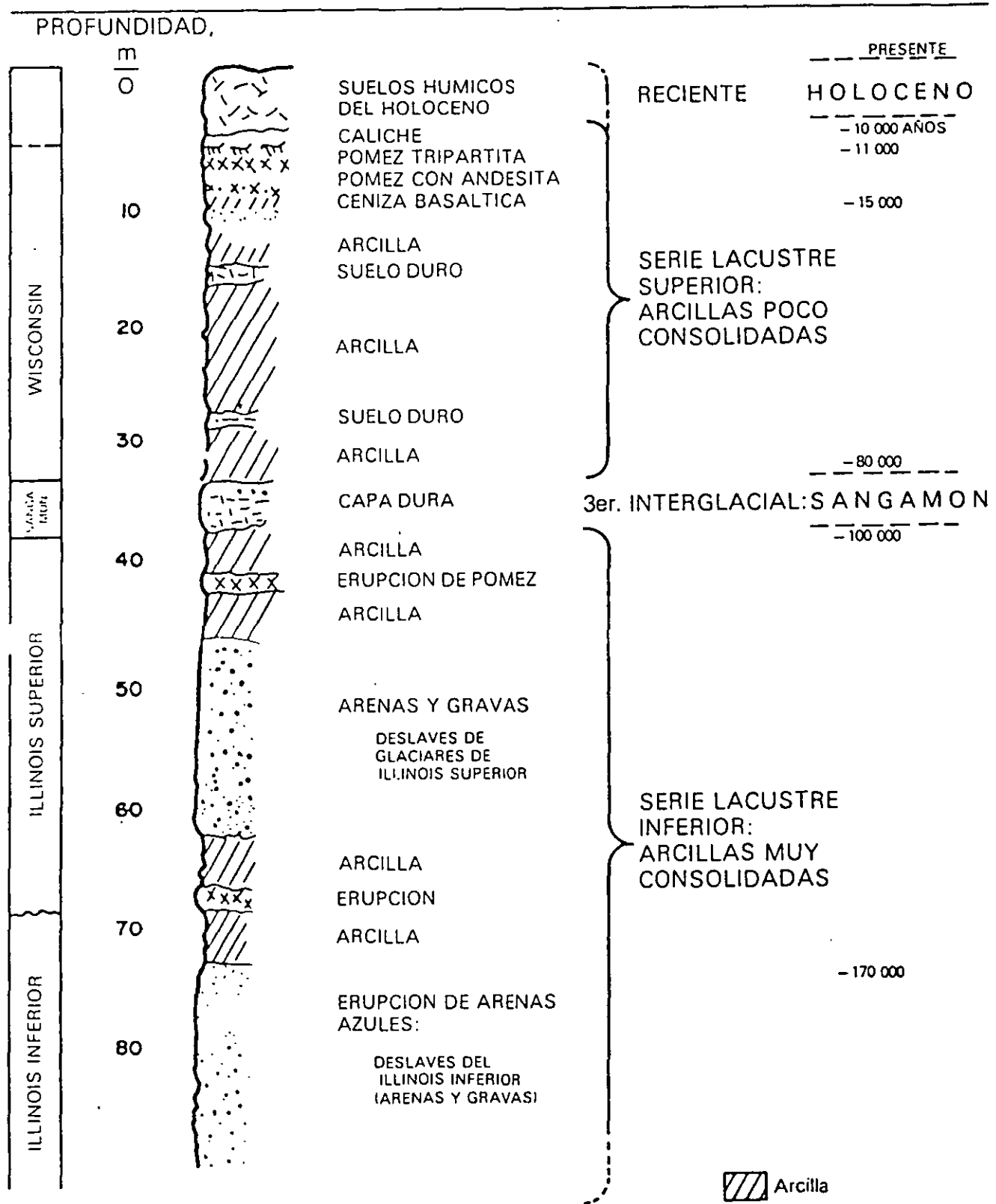


Fig 5 Estratigrafía de la planicie lacustre, Ciudad de México

El lago central nunca fue profundo; de ahí que los arroyos que bajaban por las barrancas y desembocaban en la planicie no lograron formar deltas extensos que se introdujeran mucho a dicho lago. Los clásticos fluviales y aluviales se acumulaban consecuentemente en el quebre morfológico y se interestratificaban localmente con la serie arcillosa lacustre superior. Sin embargo, en la serie arcillosa lacustre inferior, las aportaciones de los glaciares que bajaron en el Illinois Inferior hasta Río Hondo, Virreyes, Tacubaya, Barranca del Muerto y San Angel, depositando morrenas con fuertes volúmenes de clásticos y boleos, lograron formar acumulaciones aluviales extensas que parten del pie de Las Lomas y se adentran en la planicie aluvial.

En la fig 6 se reproduce este hecho en el corte geológico, que muestra la estratigrafía de la zona de transición

c) Depósitos de Las Lomas. En la secuencia estratigráfica de Las Lomas se identifican cuatro fenómenos geológicos:

- La acumulación de potentes depósitos de erupciones volcánicas explosivas.
- La erosión subsecuente de estos depósitos, formándose profundas barrancas.
- El depósito en las barrancas de morrenas, y
- El relleno parcial de esas barrancas con los productos clásticos de nuevas erupciones.

Las anteriores unidades quedan separadas unas de otras por suelos rojos, amarillos o cafés según el clima que rigió después de su emplazamiento. En la fig 7 se muestra esa estratigrafía, que se extiende sobre un intervalo que cubre el último medio millón de años.

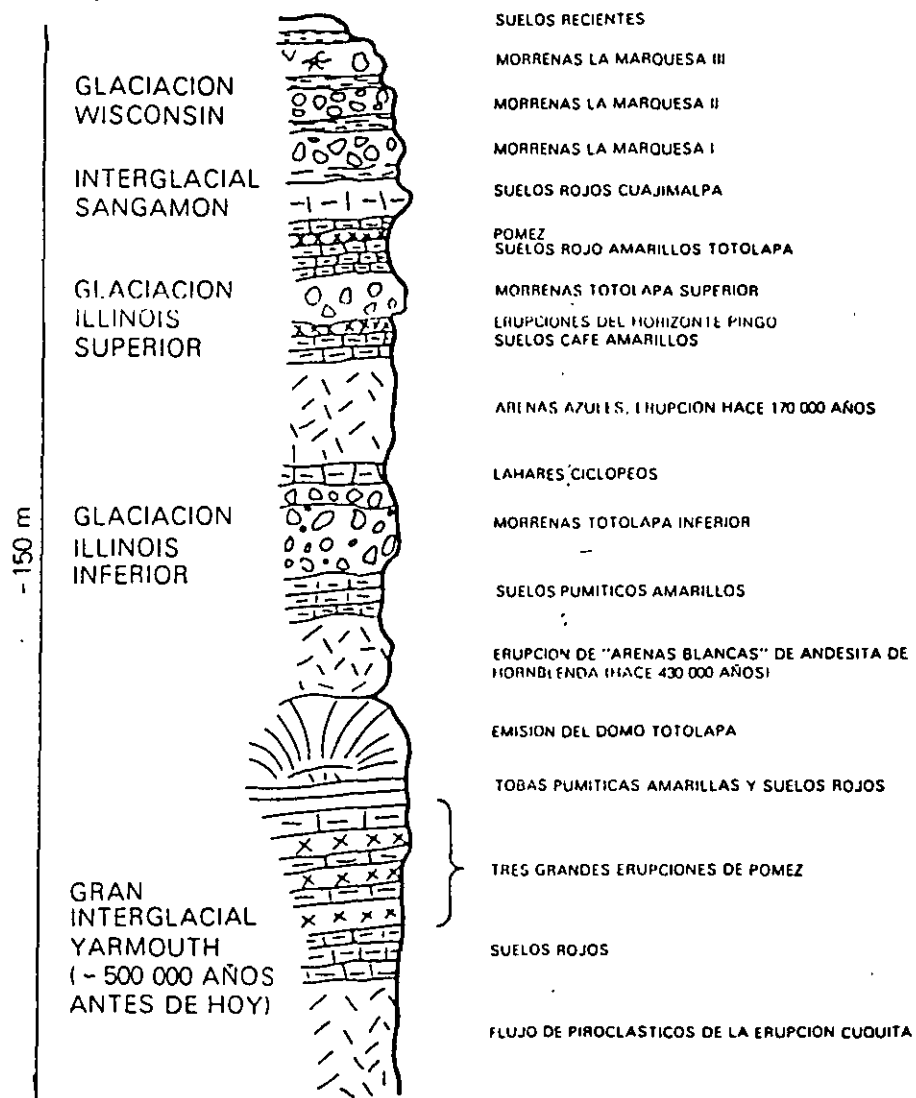


Fig 7 Estratigrafía de Las Lomas

Consecuencia de lo anterior es lo que llaman los geólogos transgresiones lacustres o regresiones lacustres. El resultado práctico de este juego era la depositación de arcillas o formación de suelos. El lago subsistía durante las épocas de calor (sequía) en las partes centrales de la cuenca, continuando aquí su depósito de arcillas (lacustres); en las partes marginales (transición) ocurría lo contrario, donde entre arcillas lacustres se intercalaban frecuentemente suelos secos.

Teniendo en mente los conceptos geológicos, litológicos y de temperatura expuestos, es relativamente fácil interpretar la secuencia de los llamados depósitos lacustres, a la luz de los cambios climáticos del último medio millón de años. En ese lapso, que corresponde al Pleistoceno Superior, se han desarrollado en el Hemisferio Norte dos glaciaciones (clima frío) con tres periodos interglaciares (clima moderado a caliente). El clima de la cuenca del Valle de México ha sido una función directa de dichos cambios, razón por la cual se puede reconocer en la secuencia estratigráfica de los depósitos del lago las grandes variaciones climáticas. Esta circunstancia, combinada con un análisis minucioso de las erupciones volcánicas, de las cuales ha sido posible fechar algunas, ha llevado a una geología climática de los depósitos del lago (ref 1). Además, se ha logrado establecer una correlación estratigráfica de dichos depósitos con las secuencias volcánicas de Las Lomas al poniente de la ciudad.

Zeevaert presentó en 1953 (ref 2) la primera interpretación de la secuencia estratigráfica de los depósitos lacustres. Mooser (ref 1) le ha agregado información reciente, fundamentalmente sobre la interpretación de edades geológicas y las correlaciones estratigráficas establecidas entre Las Lomas y la planicie; en esta interpretación estratigráfica de la planicie ya no se habla de formaciones Tacubaya, Becerra y Tarango, ya que estas unidades litológicas, con excepción de la Tarango, no se prolongan de Las Lomas al relleno lacustre aluvial.

En la fig 5 se presenta en forma sintética la interpretación de la estratigrafía propuesta por Mooser. Nótese que las erupciones de arenas azules, ocurridas hace 170 000 años, representan lo que antes se definía como Formación Tarango (ref 2).

b) Depósitos de transición. Los depósitos lacustres del centro de la cuenca van cambiando a medida que se acercan al pie de Las Lomas; lo que ocurre es que entre las arcillas lacustres van intercalándose capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales y, en ciertos casos, especialmente en la desembocadura de arroyos y ríos, importantes depósitos de gravas y boleos. Obviamente, las aportaciones fluviales de Las Lomas al gran vaso de sedimentación, que es la planicie, se depositan especialmente en el quiebre morfológico Lomas-Planicie (fig 6).

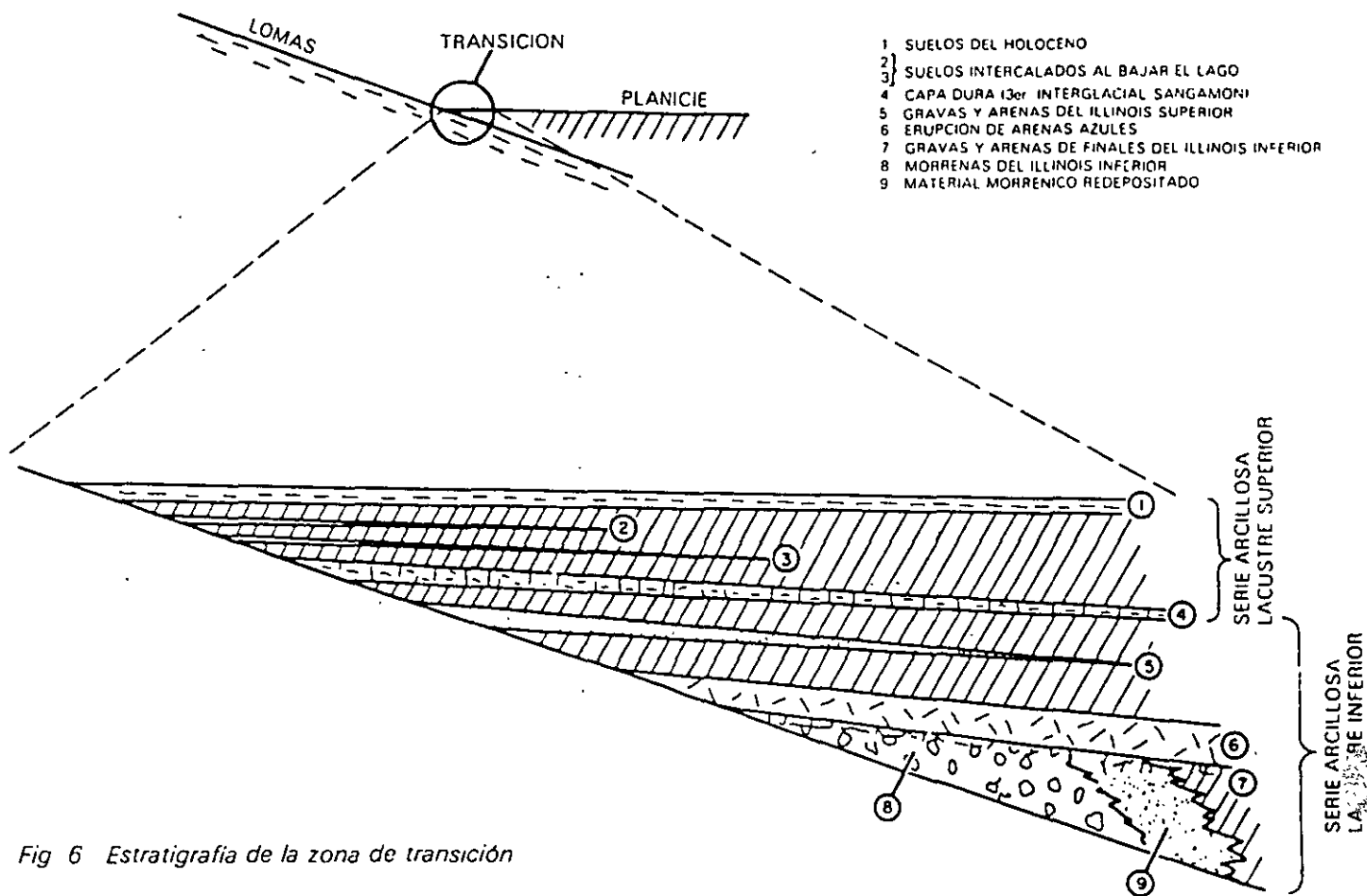


Fig 6 Estratigrafía de la zona de transición

D E P O S I T O D E L A G O

2

Depósitos del lago

2.1

Proceso de formación de los suelos

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

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

2.2

Evolución de las propiedades mecánicas

a) Consolidación natural. El proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, excepto en las costras duras, que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar y que en su parte inferior formaran una

zona ligeramente preconsolidada. Considerando que la masa de suelo predominante era muy blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y seguramente muy similar en cualquier punto del lago. Es factible que en el lago Texcoco, que prácticamente no sufrió etapas de sequía, y donde el contenido salino de sus aguas era más alto, las arcillas fueran algo más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.

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

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

c) Resistencia al corte. Las etapas del proceso de consolidación implican la evolución de la resistencia al corte de los suelos descrita esquemáticamente en la fig 8.

2.3

Características estratigráficas

a) Costra superficial (CS). Este estrato está integrado por tres substratos, que constituyen una secuencia

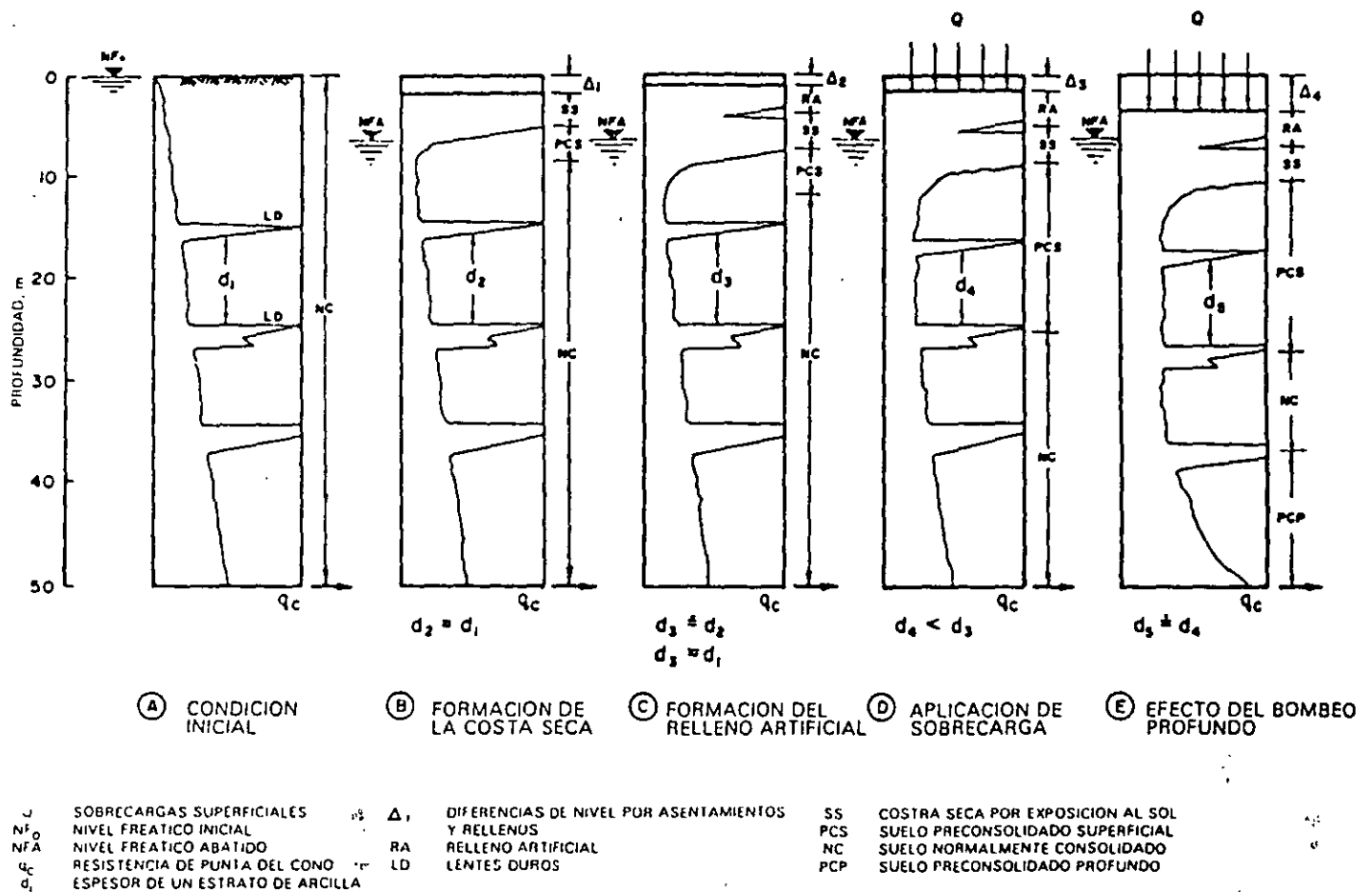


Fig 8 Evolución de la resistencia al corte

materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber:

Relleno artificial (RA). Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico varía entre 1 y 7 metros.

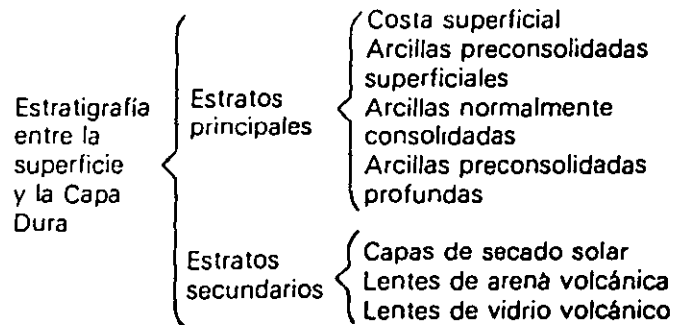
Suelo blando (SB). Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.

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

b) Serie arcillosa lacustre superior. El perfil estratigráfico de los suelos del lago, entre la superficie y la llamada Capa Dura, es muy uniforme; se pueden identificar cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo

profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios. A esta parte se le identificará como serie arcillosa lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y

50 m aproximadamente. La estratigrafía anterior se resume a continuación.



En la fig 9 se ilustran dos ejemplos de la identificación de estos estratos, excepto los preconsolidados profundos, en dos sitios con diferente nivel de preconsolidación. A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa.

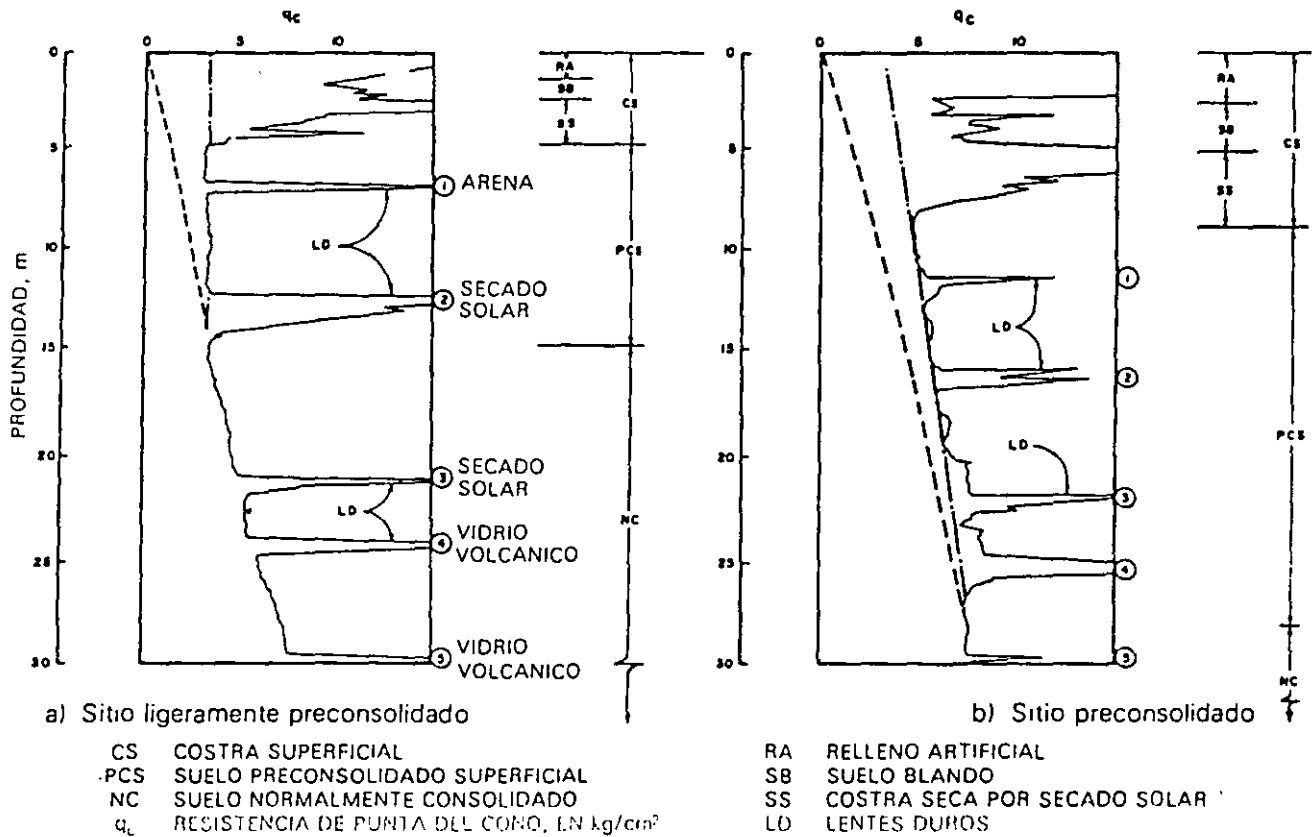


Fig 9 Perfiles tipo de los suelos de la zona del lago, en función de la resistencia al corte determinada con cono

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

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

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

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

c) Capa Dura. La Capa Dura es un depósito de limo arenoso con algo de arcilla y ocasionales gravas, con

una cementación muy heterogénea; su espesor es variable, desde casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos cinco metros en lo que fueron orillas del lago. Desde el punto de vista geológico, este estrato se desarrolló en el periodo interglacial Sangamon.

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

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

.3
Depósitos
de transición

.3.1
Características generales

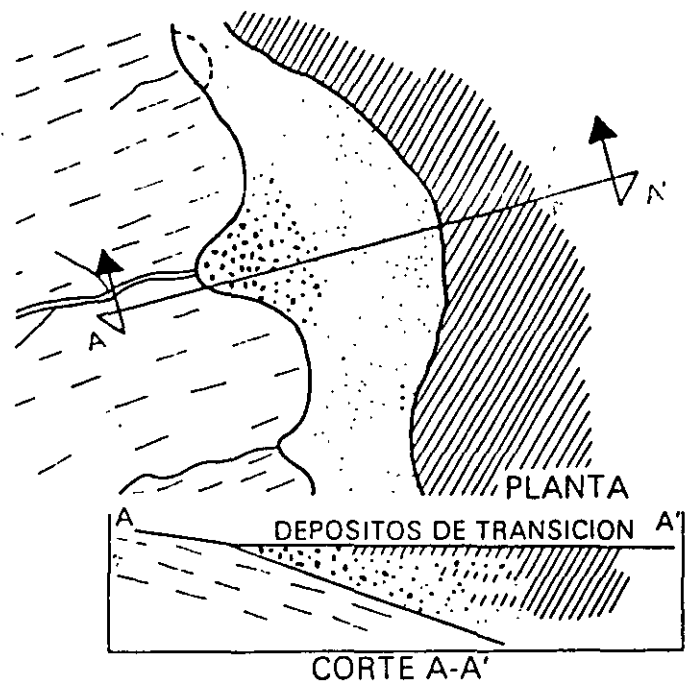
Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle, de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago. Estos materiales de origen aluvial se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes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

.3.2
Condición interestratificada del poniente

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarrees fluviales que descendieron de las lomas a la planicie; estos depósitos tienen semejanza con deltas, solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo lago Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río (figs 2 y 3).

En el proceso de formación de los suelos, el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados varió según el clima prevaleciente en cada época geológica, así, cuando los glaciares en las barrancas de Las Lomas se derritieron, a finales de la Tercera Glaciación, los depósitos fluviales correspondientes (formados al pie de los abanicos volcánicos) resultaron mucho más potentes y extensos que los originados a finales de la Cuarta Glaciación, con mucho menor espesor de las cubiertas de hielo.

Consecuentemente, y generalizando, puede hablarse de una zona de transición interestratificada cambiante y ancha al pie de Las Lomas; esta área contiene en sus partes más profundas, debajo de la llamada Capa Dura, depósitos caóticos glaciales, laháricos y fluvio-glaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Angel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo (fig 10).



-  ARCILLA LACUSTRE
-  DEPOSITOS ALUVIALES
-  TOBAS

Fig 10 Transición interestratificada ancha

Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes, y entonces sobreyacen a los depósitos lacustres, como lo muestra la fig 3; tal es el caso de la cubierta de suelos negros, orgánicos, arenosos y limoarcillosos del Holoceno, que se extienden desde el

pie de Las Lomas sobre 2 o 3 km al oriente formando las riberas del lago histórico de los toltecas y mexicas. Otra zona de transición interestratificada ancha se extiende del valle de Cuauhtepac hacia el sur (fig 11).

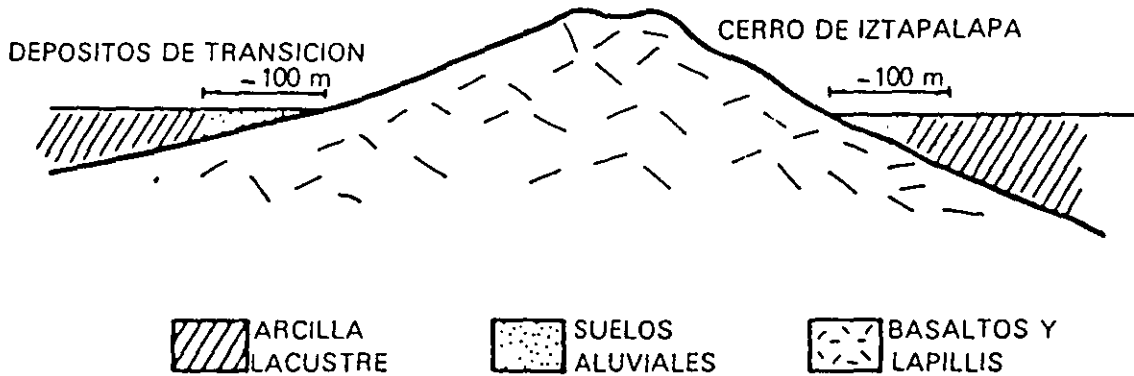


Fig 11 Transición interestratificada angosta

3.3 Condición abrupta cercana a los cerros

Esta condición se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de dicho relleno, a manera de islotes; en este caso, los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca (fig 12). Esta transición abrupta se

presenta en el Peñón de los Baños, el Peñón del Marqués, el cerro de la Estrella y el cerro del Tepeyac; la estratigrafía típica de estas zonas está integrada por la serie arcillosa lacustre interrumpida por numerosos lentes duros, de los materiales erosionados de los cerros vecinos.

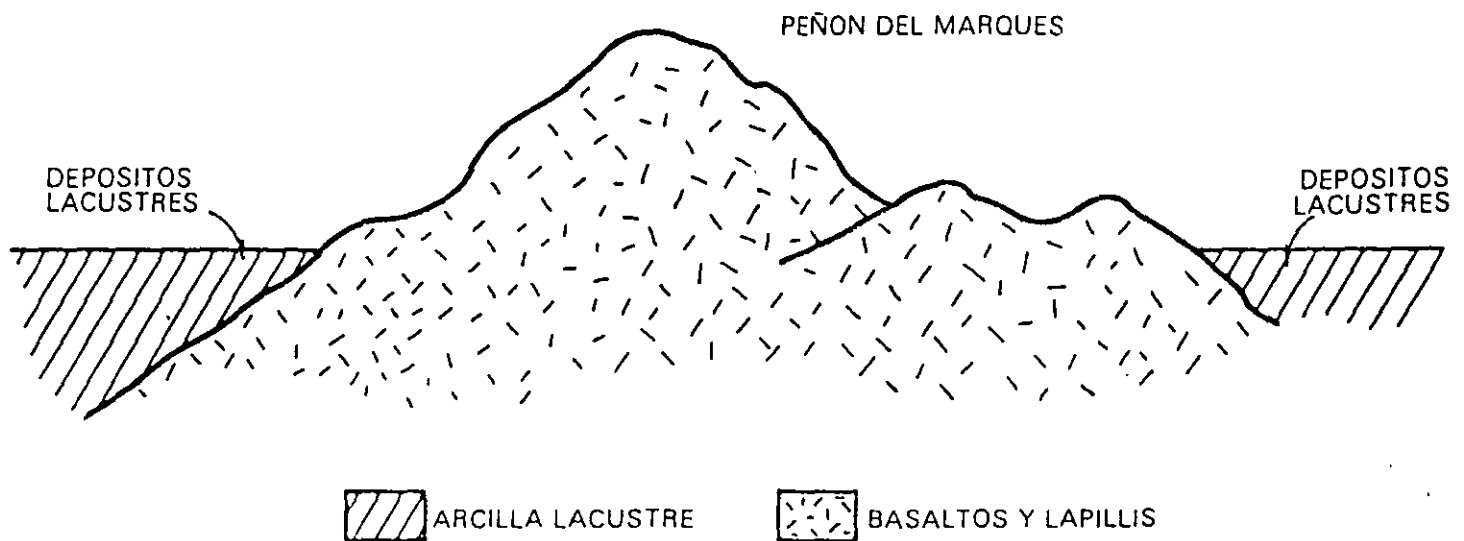


Fig 12 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres

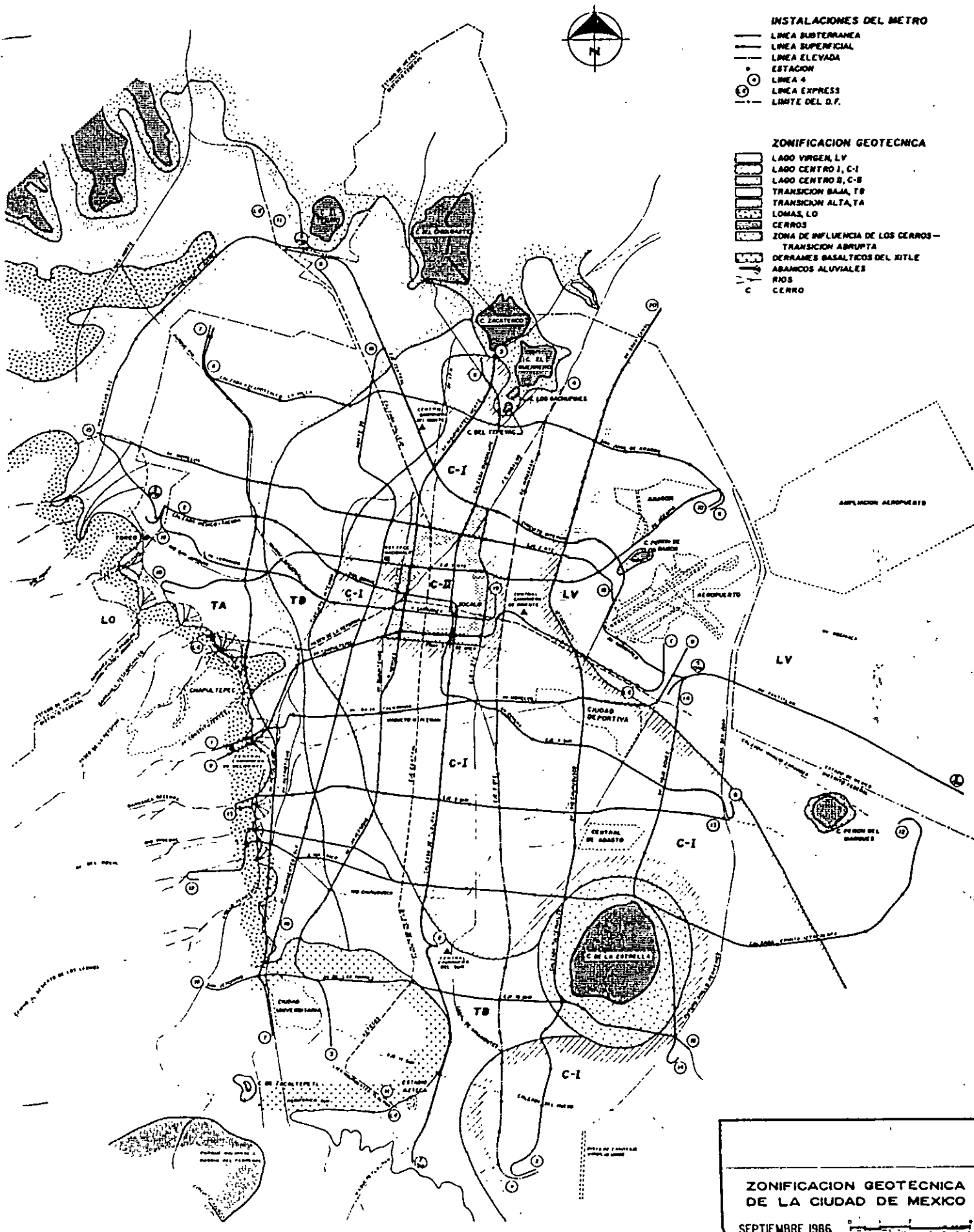
SIMBOLOGIA

INSTALACIONES DEL METRO

- LINEA SUBTERRANEA
- LINEA SUPERFICIAL
- LINEA ELEVADA
- ESTACION
- LINEA 4
- LINEA EXPRESS
- - - LIMITE DEL D.F.

ZONIFICACION GEOTECNICA

- LAGO VIRGEN, LV
- LAGO CENTRO I, C-I
- LAGO CENTRO II, C-II
- TRANSICION BAJA, TB
- TRANSICION ALTA, TA
- LOMAS, LO
- CERROS
- ZONA DE INFLUENCIA DE LOS CERROS - TRANSICION ABRUPTA
- DERRAMES BASALTICOS DEL XITLE
- ABANICOS ALUVIALES
- RIOS
- CERRO



ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO
 SEPTIEMBRE 1986

4 Depósitos de lomas

4.1 Características generales

La zona de Las Lomas está formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al SSW; en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte, en el Pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas y depósitos fluvoglaciales más antiguos.

4.2 Zona poniente

a) Sierra de las Cruces. Está constituida por abanicos volcánicos, caracterizándose superficialmente por la acumulación de materiales piroclásticos durante su actividad explosiva (principalmente en el Plioceno Inferior) y que fueron retransportados por agua y hielo en épocas posteriores.

En la formación de Las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de grandes volcanes andesíticos estratificados.

Horizontes de cenizas volcánicas. De granulometría variable, producidos por erupciones violentas que formaron tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter.

Capas de erupciones pumíticas. Correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia y que se depositaron como lluvia, en capas de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.

Lahares. Definidos como acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por lluvia torrencial inmediatas a la erupción.

Lahares calientes. Correspondientes a corrientes impulsadas y lubricadas por gases calientes; son las menos frecuentes ya que están asociadas a erupciones paroxísmicas de extraordinaria violencia; las arenas y gravas azules son las más representativas de estos depósitos.

Depósitos glaciales. Caracterizados por grandes bloques angulosos en una matriz más fina, dispuestos en forma caótica; estos depósitos generalmente presentan un color rosa.

Depósitos fluviglaciales. Producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glacial; se distinguen por su ligera estratificación.

Depósitos fluviales. Correlacionables con la formación clástica aluvial del relleno de la cuenca del Valle de México.

Suelos. Producto de la alteración de lahares y cenizas, de color rojo y gris asociados a climas húmedos y áridos, respectivamente.

Por otra parte, los depósitos más antiguos presentan fracturamiento y fallamiento tectónico dirigidos principalmente al NE, dirección que mantiene la mayoría de las barrancas de la zona.

b) Pedregal del Xitle. Del cerro del Xitle descendió, hace unos dos mil años, una extensa colada de lavas basálticas; sus numerosos flujos cubrieron las lomas al pie del volcán Ajusco y avanzaron en sus frentes hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Angel. Las lavas descendieron sepultando dos importantes valles antiguos: uno en el Sur, que se dirigía anteriormente a las Fuentes Brotantes de Tlalpan; otro en el Norte, el mayor, que se extendía entre el cerro Zacaltépetl y las lomas de Tarango. Este último valle contaba con dos cabeceras: una en los flancos orientales del cerro de la Palma y la otra en la barranca de La Magdalena Contreras (fig. 14). A la zona cubierta por lavas, se le identifica como los pedregales de: San Angel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.

Es interesante mencionar que en la cercanía del Peñón de los Baños se encuentran intercalaciones de lentes delgadas de travertino silicificado, producto de las emanaciones de aguas termales; lo anterior se ilustra con el sondeo de cono eléctrico que se presenta en la fig 13.

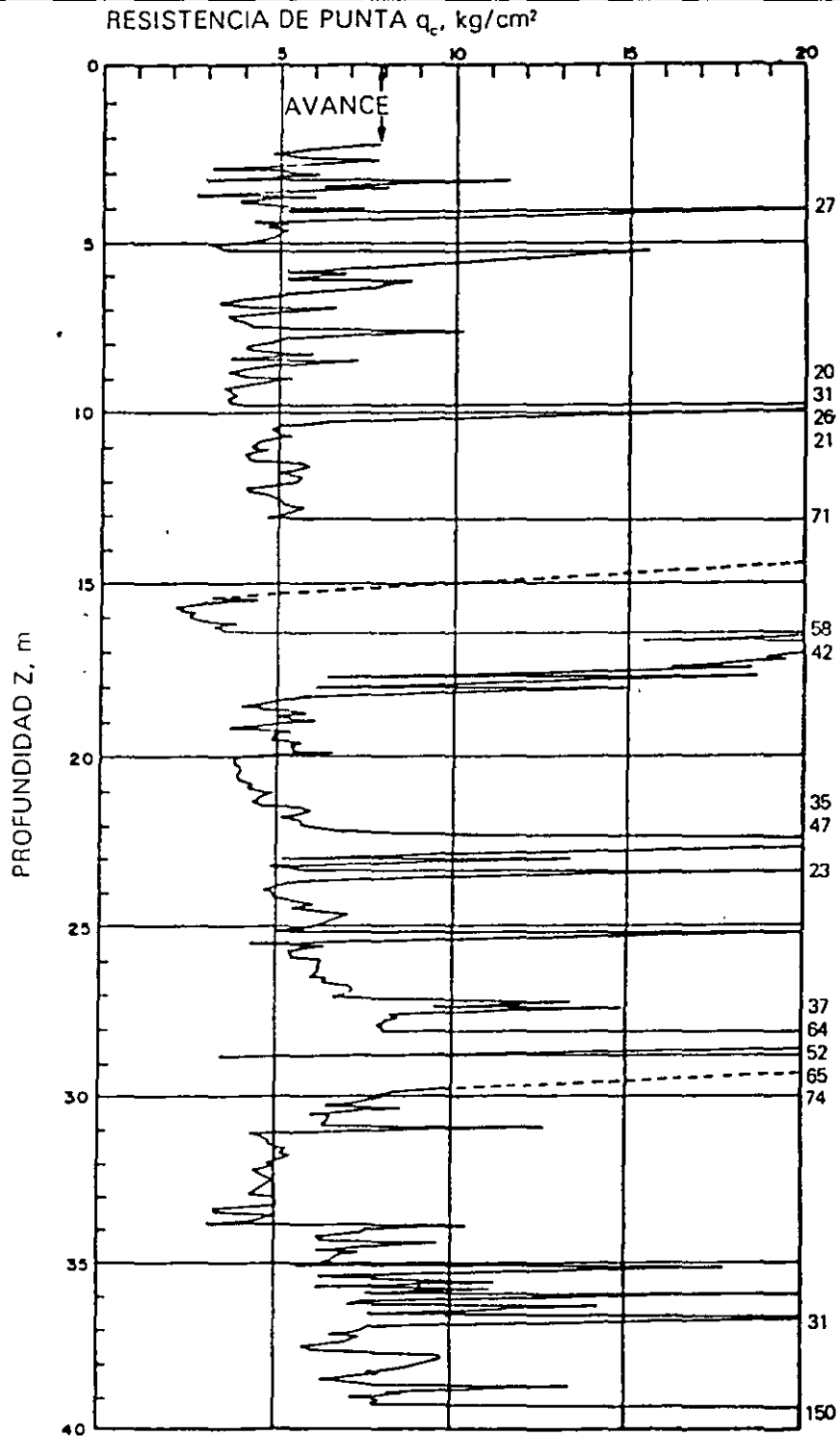


Fig 13 Sondeo de cono eléctrico cercano al Peñón de los Baños

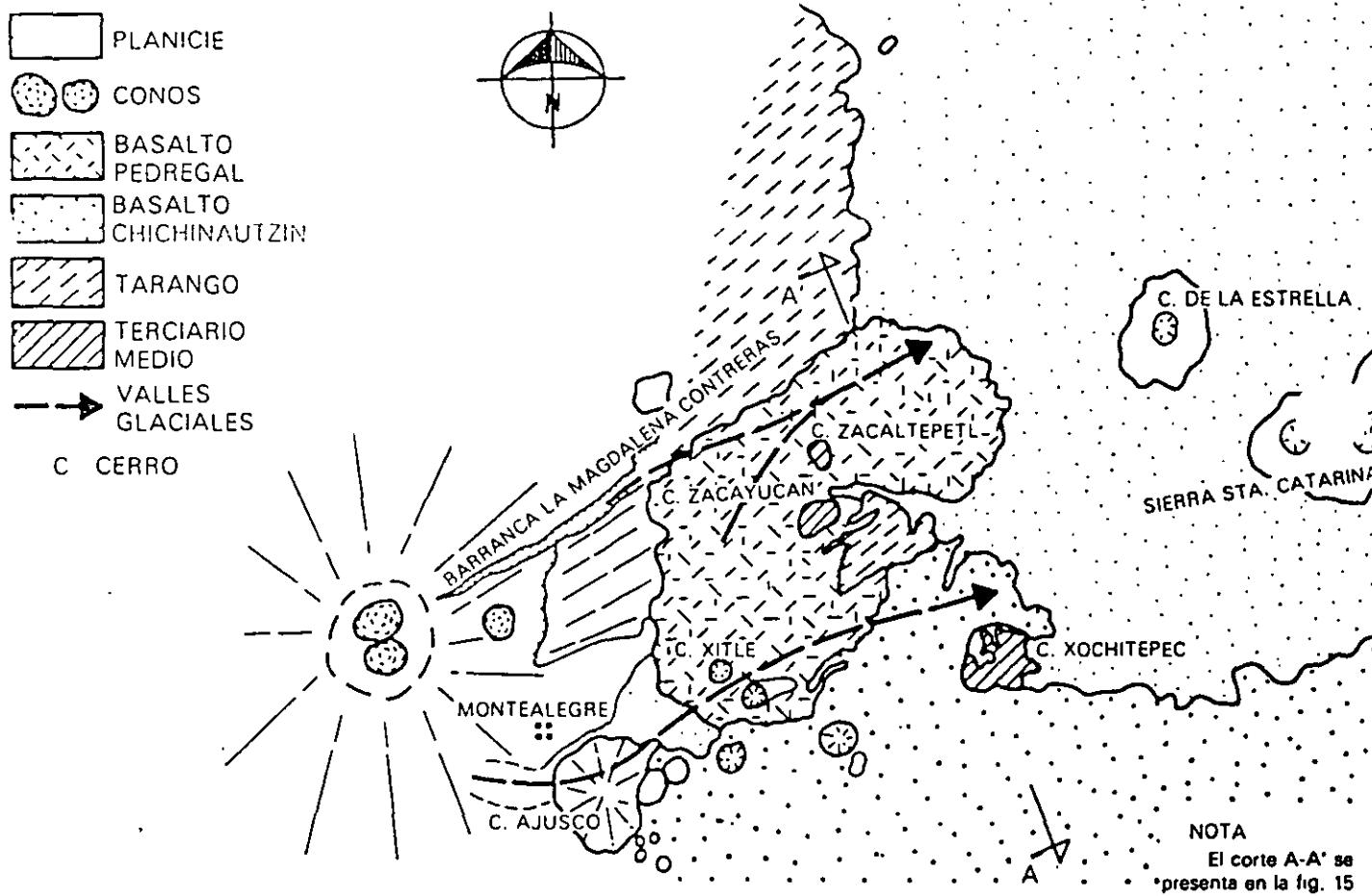


Fig 14 Geología del Pedregal del Xitle

Por otra parte, debe haber existido otro importante valle aún más al Sur, entre las Fuentes Brotantes de Tlalpan y la sierra de Xochitepec; este valle tuvo su abecera en Monte Alegre. Este afluyente debe haber sido sepultado durante la erupción del Ajusco, en el Cuaternario Superior.

Muy anteriormente a la erupción del Xitle, en el Illinoio (hace 200 000 años) avanzaron grandes cuerpos de hielo, estos glaciares fluyeron de la barranca de La Magdalena Contreras hasta las partes bajas de la antigua planicie lacustre, acercándose a lo que hoy es San Angel.

Indicios de morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en San Angel así como en las Fuentes Brotantes; por consiguiente, debajo de las lavas del Pedregal de San Angel deben existir importantes acumulaciones de morrenas y secuencias fluvioglaciales derivadas de su erosión. Por otra parte, también puede asegurarse que antes de que las lavas del Xitle cubrieran el sitio, este valle fue inundado por otras coladas lávicas; en el corte geológico de la fig 15 se ilustra esquemáticamente la estratigrafía descrita.

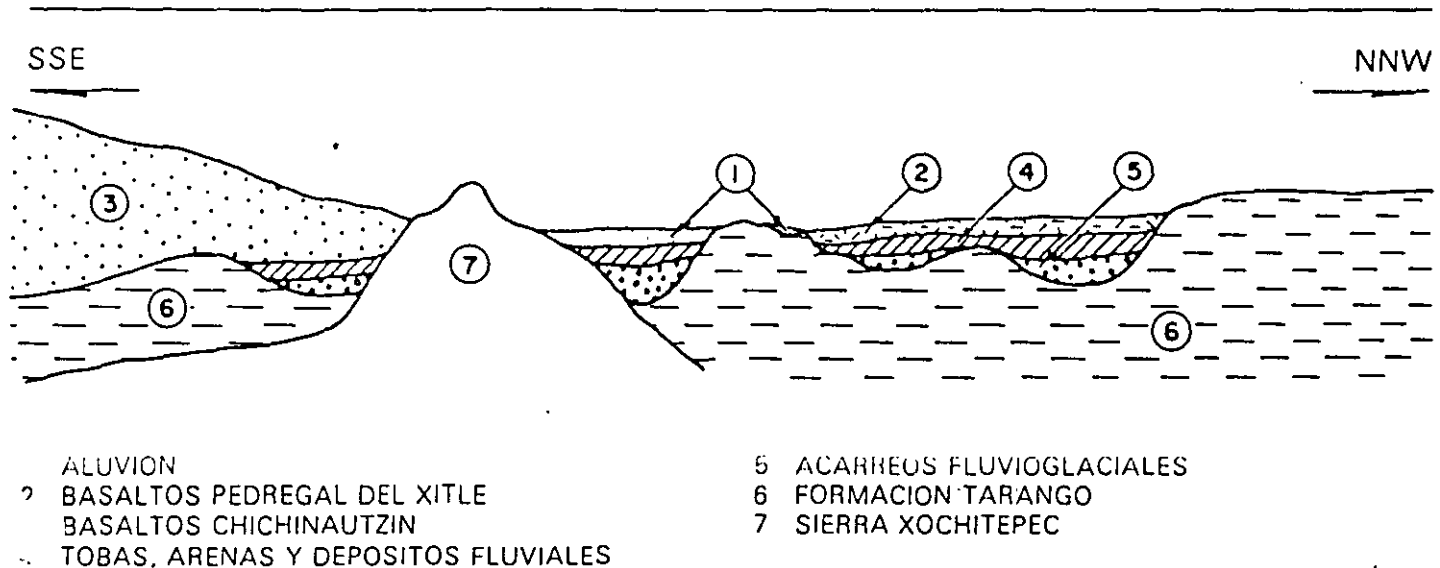


Fig 15 Sección Chichinautzin-Lomas cortando el Pedregal de San Angel (corte A-A' de la fig 14)

4.3 Zona norte

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

El tectonismo que ha regido el vulcanismo de la sierra de Guadalupe remonta al Mioceno Medio; consiste de fracturas y fallas dirigidas al ESE. El graben de Cuauhtepic, como se dijo, obedece a un tectonismo orientado al NNE ocurrido en el Mioceno Superior. Además, un tectonismo orientado hacia el ENE, y coincidiendo en dirección con el alineamiento de la sierra

de Santa Catarina, afecta a la totalidad de la sierra de Guadalupe en el Plioceno Superior y Pleistoceno.

Una característica de la sierra de Guadalupe son los potentes depósitos de tobas amarillas que cubren los pies de sus numerosas elevaciones en forma de abanicos aluviales. Estas tobas consisten de estratos de vidrio pumítico fino a grueso; son los productos de las erupciones violentas que generaron la sierra de las Cruces durante el Mioceno y Pleistoceno Inferior.

Durante el Pleistoceno Medio y Superior, las oscilaciones climáticas produjeron periodos glaciales e interglaciales, que sometieron a la sierra de Guadalupe a ciclos de erosión pluvial y eólica, formándose pequeños depósitos de aluviones y loess. Finalmente, al azolverse la cuenca de México a consecuencia de la formación de la sierra de Chichinautzin, la sierra de Guadalupe fue rodeada por depósitos aluviales y lacustres en el sur, este y norte; de estos depósitos emerge esta sierra hoy como isla.

1.1
Lago Virgen

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

La estratigrafía típica de la subzona Lago Virgen arriba de la Capa Dura se ilustra en la fig 18; en la tabla 1 se presentan las propiedades medias de los estratos.

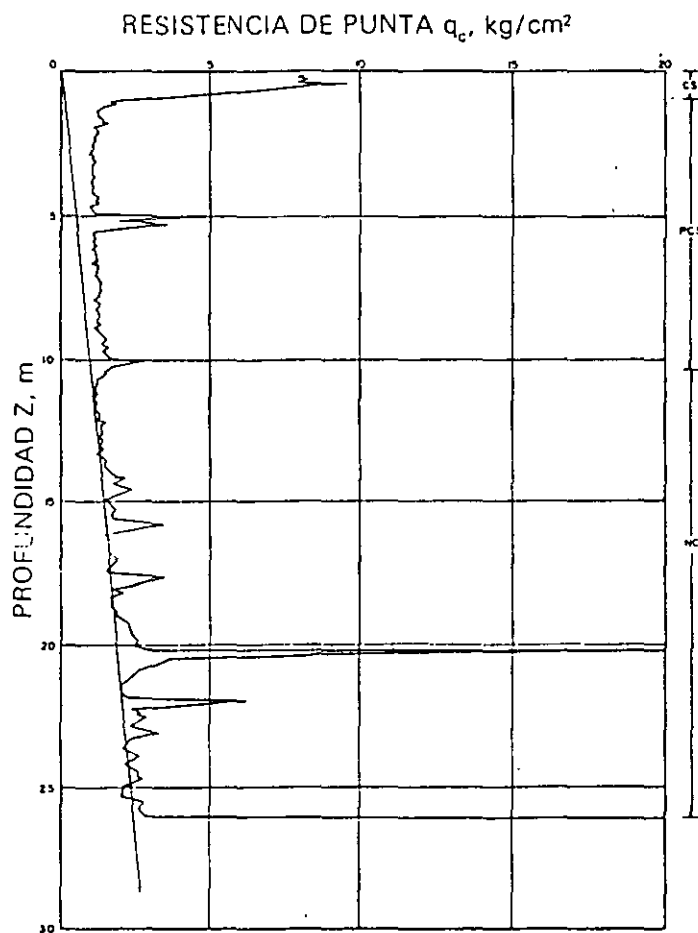


Fig 18 Sondeo de cono eléctrico en la subzona Lago Virgen

TABLA 1. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

Estrato*	Espesor, en m	γ , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en grados
Costra superficial	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa superior	38 a 40	1.15	0.5 a 1.0	—
Capa dura**	1 a 2	—	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	15 a 30	1.25	3 a 4	—

* En orden de aparición a partir de la superficie.

** La información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

1.2
Lago Centro I

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

Las características estratigráficas propias de esta subzona se presentan en la tabla 2, y en la fig 19 la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior; es interesante comparar esta figura con la fig 18, para observar el incremento de resistencia originado por las sobrecargas.

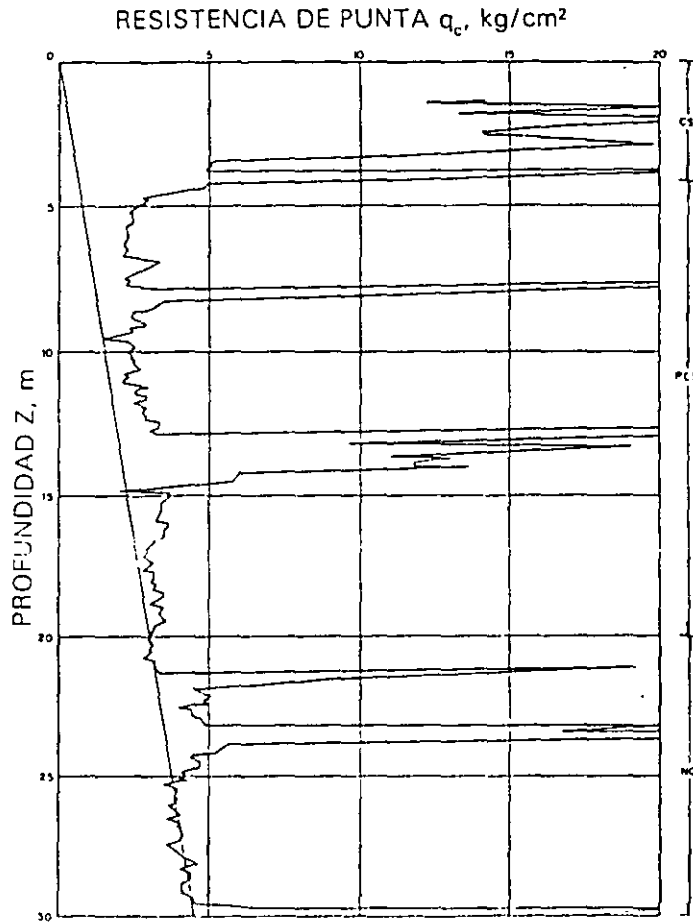


Fig 19 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro I

TABLA 2. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO I

Estrato*	Espesor, en m	γ , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en grados
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 30	1.2	1 a 2	—
Capa dura**	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 26
Serie arcillosa inferior	8 a 10	1.3 a 1.35	5 a 8	—

* En orden de aparición a partir de la superficie.

** La información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

1.3
Lago Centro II

Esta subzona corresponde con la antigua traza de la Ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas: a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado

plazas y jardines durante largos periodos de tiempo, y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcillas por efecto de la consolidación inducida, como se observa en la fig 20, que conviene comparar con la 18 y 19; en la tabla 3 se resume la estratigrafía característica de esta subzona.

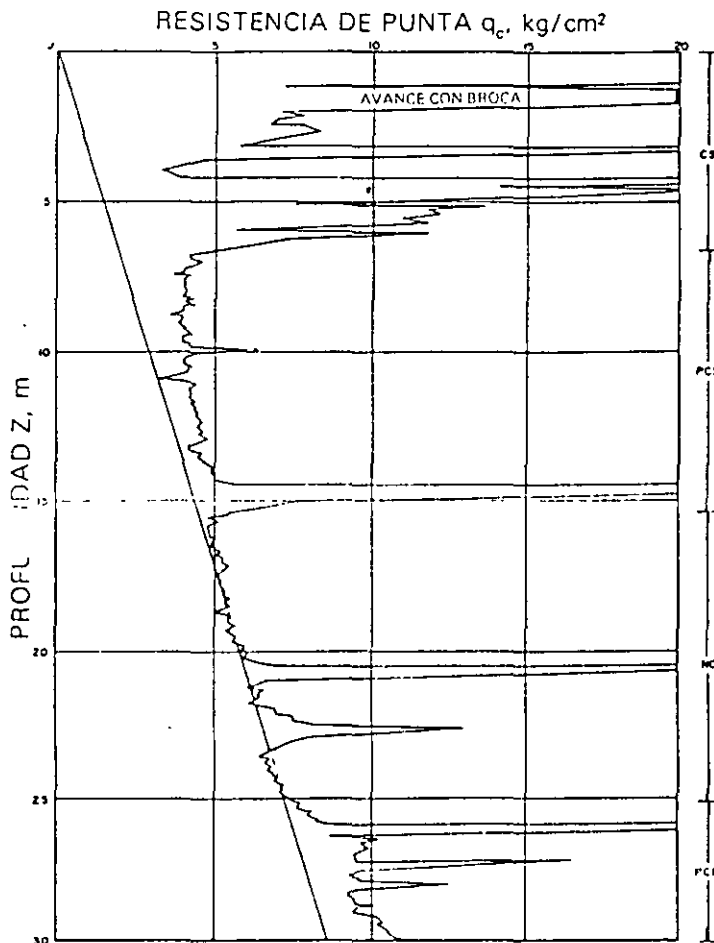


Fig 20 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro II

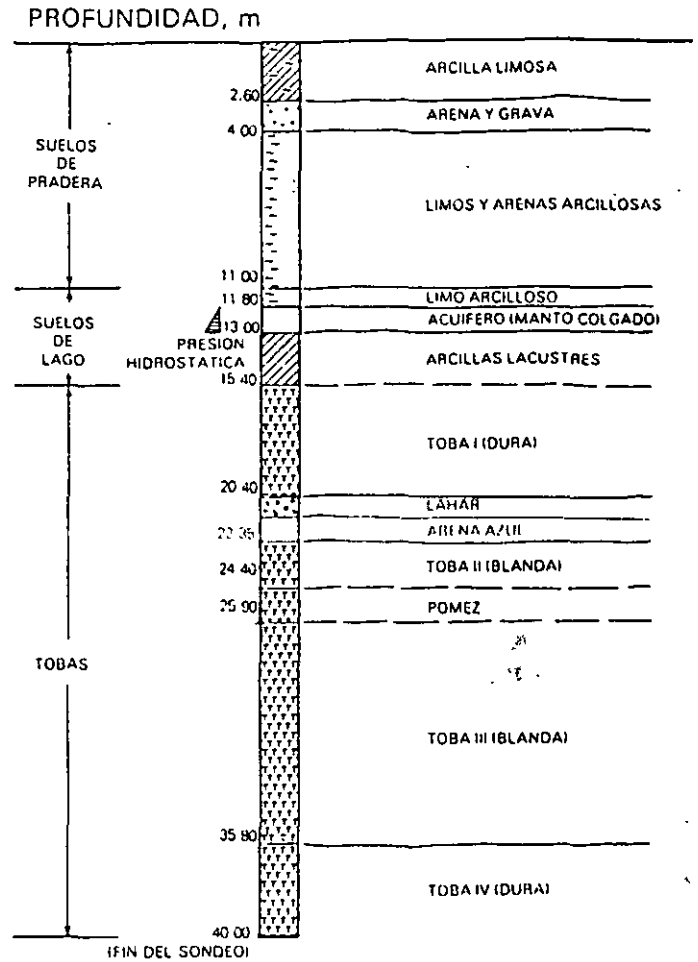


Fig 21 Estratigrafía típica en la zona de transición alta

TABLA 3. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

Estrato*	Espesor, en m	γ , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en grados
Costra superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 25	1.3	3	—
Capa dura**	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	—

* En orden de aparición a partir de la superficie

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

2.1 Zona de Transición

2.1.1 Interestratificada del poniente

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

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

Conviene dividir esta transición en subzonas, en función de la cercanía a Las Lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos; se identifican así las transiciones alta y baja, que se describen a continuación.

a) Transición Alta. Es la subzona de transición más próxima a Las Lomas; presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que subyacen a los depósitos propios de Las Lomas (fig 21).

La estratigrafía comúnmente encontrada tiene las características anotadas en la tabla 4 (fig 22).

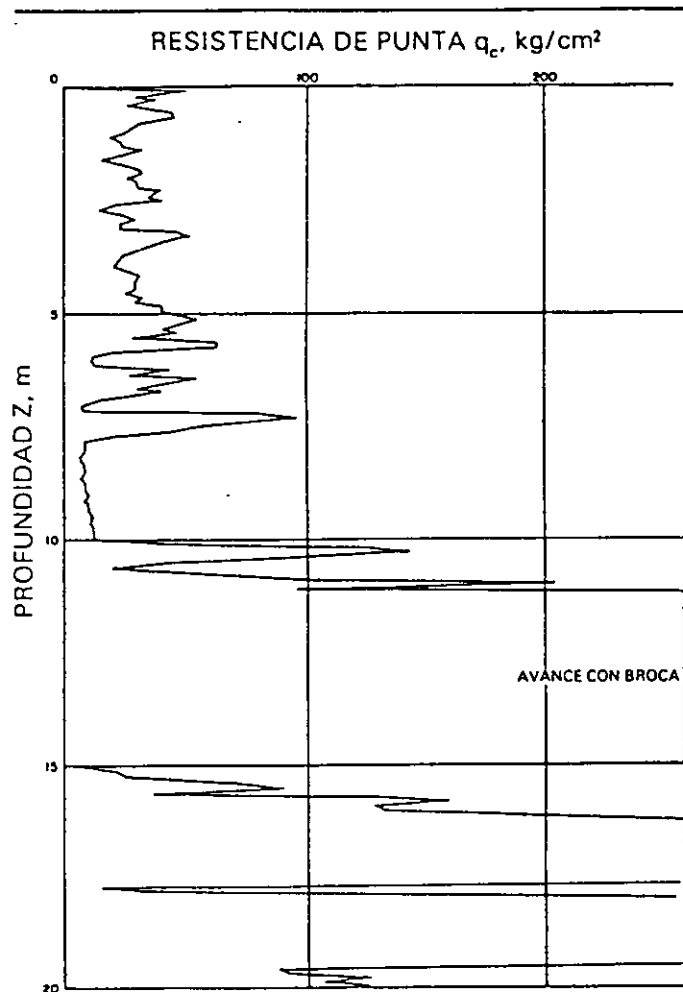


Fig 22 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición alta

TABLA 4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, TRANSICION ALTA

Estrato*	Espesor, en m	γ , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en grados
Costra superficial	8 a 10	1.6	10	20
Suelos blandos	4 a 6	1.3	5	0

* En orden de aparición a partir de la superficie.

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

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

En la fig. 23 se muestran los resultados de un sondeo de cono característico de esta subzona.

2.2

Abrupta cercana a los cerros

Es la transición entre la zona del lago y cerros aislados como el del Peñón de los Baños, en la que arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado. La fig. 13 se ilustra la complejidad estratigráfica de una de estas transiciones.

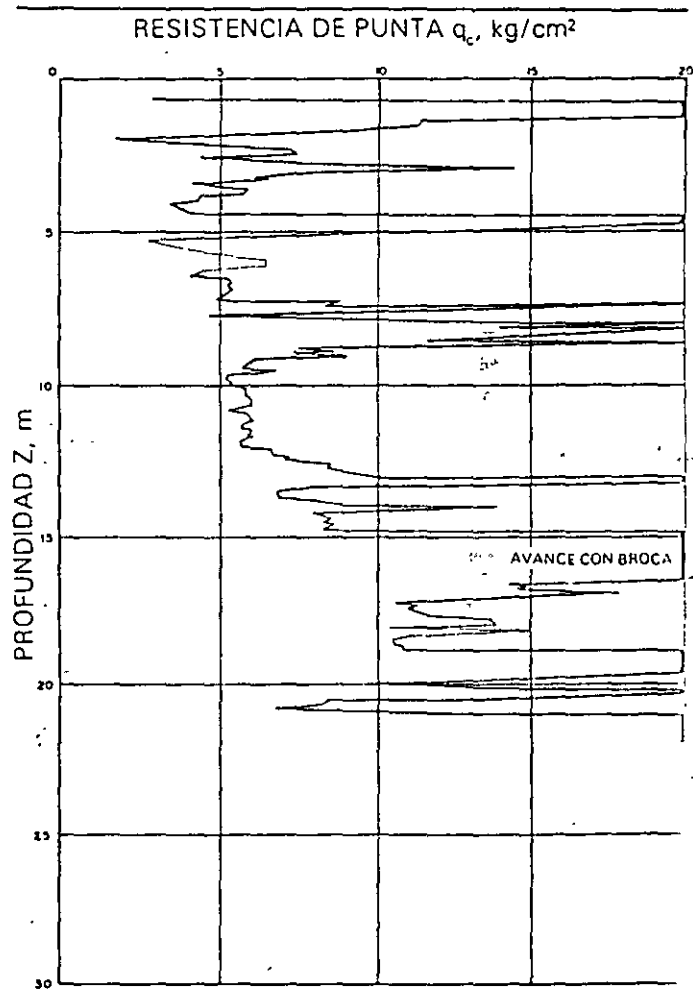


Fig. 23 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición baja

Zona de Lomas

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Basaltos. Son los pedregales generados por el Xitle (fig 16), formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escoria. La estabilidad de excavaciones en estos basaltos debe analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de la resistencia intrínseca de la roca; en el caso de cavernas grandes debe estudiarse la estabilidad de los techos. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.

ANEXO No. II

MÉTODOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO EN SUELOS

EXPLORACIÓN Y MUESTREO EN SUELOS

1.- MÉTODOS SEMIDIRECTOS DE EXPLORACIÓN

1.1 PENETRACIÓN A PRESIÓN (penetrómetro holandés)

1.2 PENETRACIÓN DINÁMICA (penetración estándar)

2.- PROCEDIMIENTOS DE MUESTREO

2.1 MUESTREO ALTERNADO

2.1.1 MÉTODO MANUAL

2.1.2 PENETRACIÓN ESTÁNDAR

2.2 MUESTREO INALTERADO

2.2.1 MÉTODO MANUAL

2.2.2 TUBO DE PARED DELGADA (Shelby)

2.2.3 BARRIL DENISON

2.2.4 MUESTREADOR PITCHER

3.- SUPERVISIÓN DE EXPLORACIÓN

4.- PROTECCIÓN Y TRANSPORTE DE MUESTRAS

4.1 MUESTRAS ALTERNADAS

4.2 MUESTRA CUBICA INALTERADA

4.3 MUESTRAS INALTERADAS CONTENIDAS EN TUBOS

5.- MAQUINAS Y EQUIPO DE PERFORACIÓN Y MUESTREO

5.1 MAQUINA PERFORADORAS

5.2 BOMBAS DE PERFORACIÓN

5.3 BARRAS Y ADEMES DE PERFORACIÓN

6.- TÉCNICAS DE PERFORACIÓN

1.- MÉTODOS SEMIDIRECTOS DE EXPLORACIÓN

Los métodos semidirectos de exploración son las técnicas de penetración que se aplican para determinar la variación de la resistencia al corte de los suelos con la profundidad. Los penetrómetros que se utilizan son conos o tubos de acero que se hincan a presión (estáticos) o con el impacto de una masa (dinámicos); de los primeros, el cono holandés es el de uso más difundido ; de los dinámicos, el mas usual es la prueba de penetración estándar ; que además tiene la ventaja de recuperar muestras alteradas que permiten definir confiablemente la estratigrafía.

1.1 PENETRACIÓN A PRESIÓN (PENETRÓMETRO HOLANDÉS)

El penetrómetro o cono holandés se utiliza profusamente en suelos arenosos, para los que se han desarrollado correlaciones de interpretación que permiten tentativamente clasificar los suelos en que se penetra el cono y definir confiablemente su compacidad. En arcillas las correlaciones son menos confiables y por ello su uso menos recomendable.

El cono holandés se utiliza en investigaciones geotécnicas de áreas grandes; su uso está condicionado a que se obtengan correlaciones locales en sondeos realizados con: el penetrómetro estándar o muestreos inalterados.

El penetrómetro holandés es un cono de acero que se hincan en el suelo con ayuda de una columna de barras, concéntrica a otra tubería exterior que elimina la fricción lateral (fig.II). Con este sistema de carga se puede medir la resistencia de punta (q_c) y la fricción lateral (f_s); ambas medidas en el sistema de cilindros hidráulicos con que se genera la fuerza axial necesaria para el hincado.

1.1.1 CARACTERÍSTICAS

En la fig. II. 2 se muestra un corte esquemático del penetrómetro holandés: consta del cono de acero de 3.57 cm de diámetro (10 cm² de área) con ángulo de ataque de 60°, una funda delirante de 3.57 cm de diámetro y 13 cm de longitud (147.02 cm² de área), la tubería interior de 1.5 cm de diámetro con un tope que limita el movimiento de la barra central dentro de la funda a 4 cm y la tubería exterior de 3.57 cm de diámetro; los tramos de ambas tuberías son de 1 m de longitud y se unen para lograr la profundidad requerida.

INTERPRETACIÓN DE LA INFORMACIÓN

La interpretación de la información que se obtiene con conos hincados a presión, así como su aplicación a problemas de mecánica de suelos, consiste en analizar la forma de las gráficas presión de punta y fricción lateral contra la profundidad (fig.III. 3); definiendo las zonas características del sondeo, para esto la tabla III.1 puede facilitar la labor.

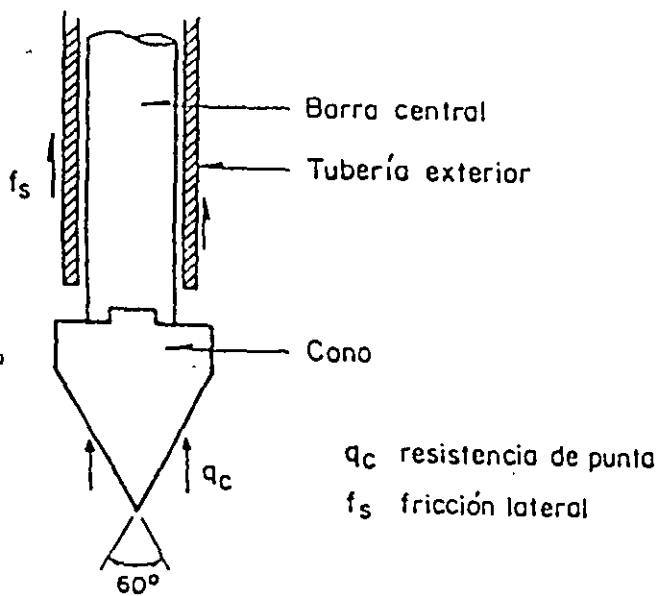


FIG.II.1. Cono de penetración

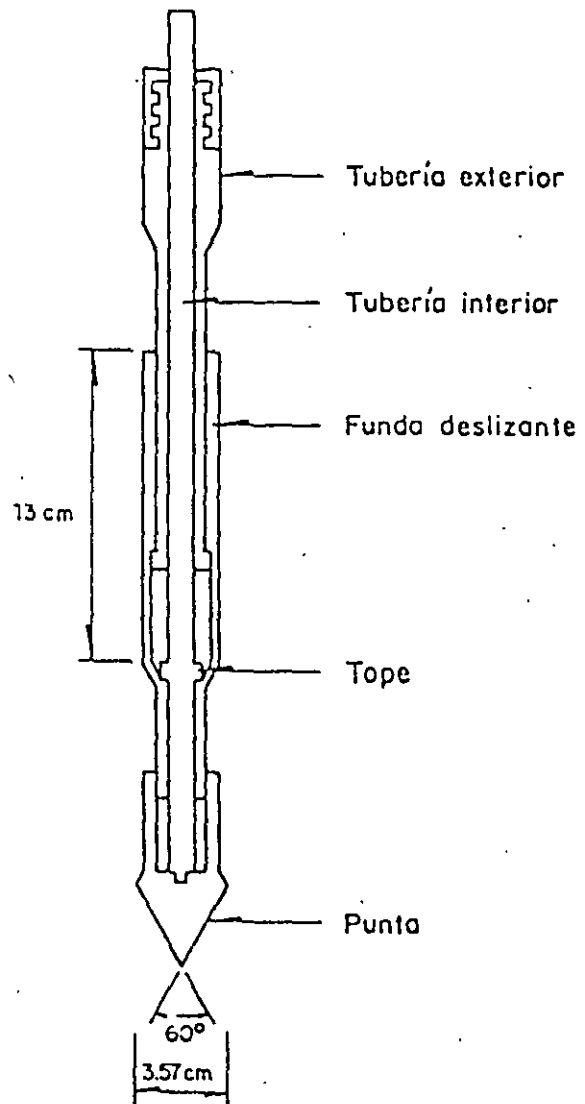


FIG.II.2. Penetrómetro holandés

$$f_s = \frac{F_s}{A_t}$$

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

donde:

R_t fuerza necesaria para hincar simultáneamente el cono y la funda, en kg

Q_c fuerza necesaria para hincar el cono, en kg

F_s fricción lateral de la funda deslizante, en kg

q_c resistencia de punta, en kg/cm²

f_s fricción lateral por unidad de área, en kg/cm²

A_t área lateral de la funda (147.02 cm²)

A_c área transversal de cono (10 cm²)

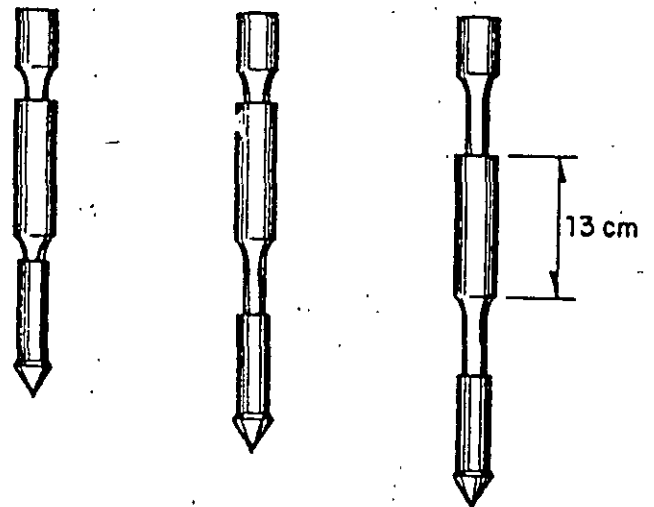
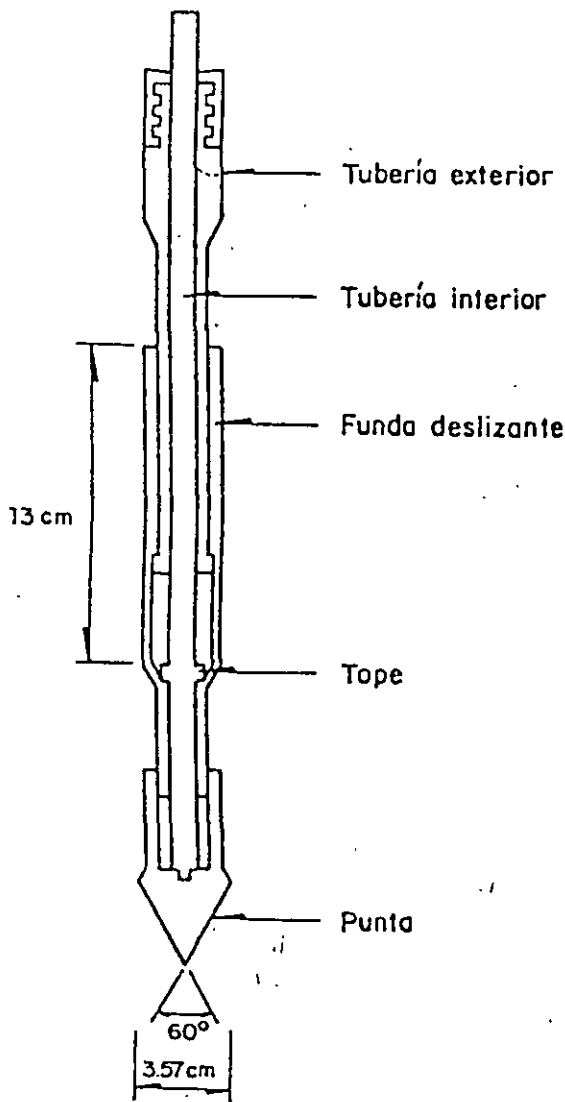


FIG.III.1. Operación del cono holandés.

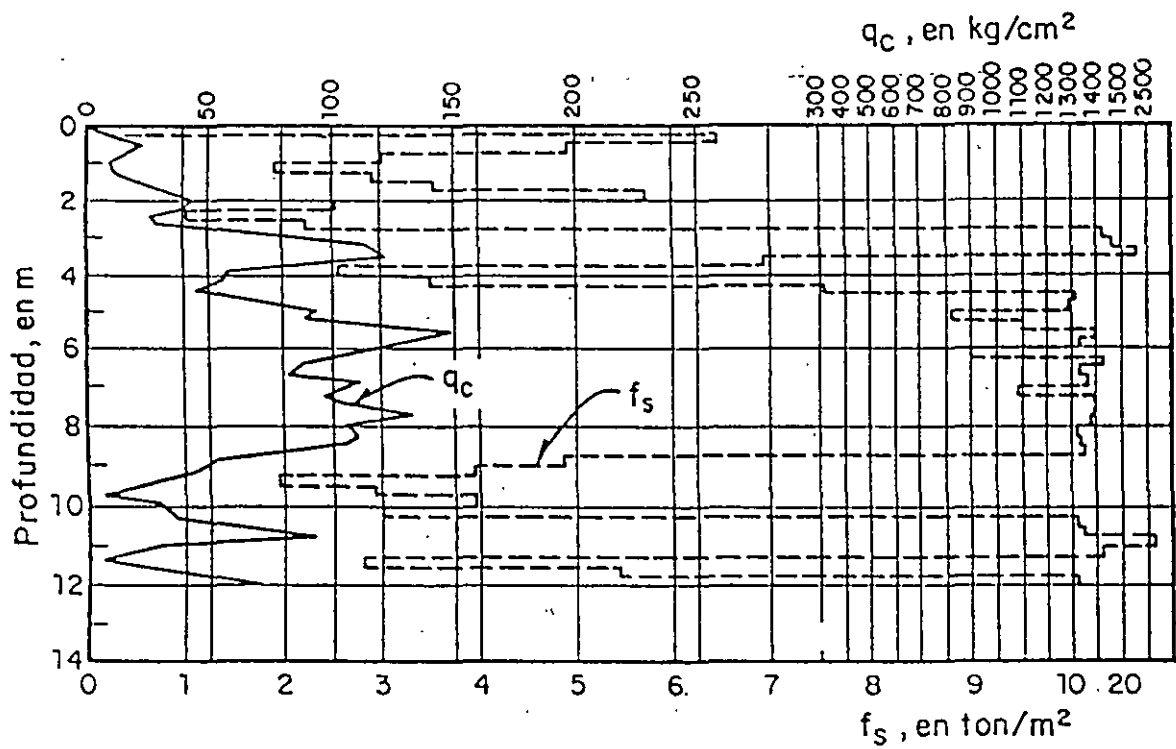


FIG.III.3. Representación gráfica de una prueba de penetración estática

TABLA III. 1 Comparación entre las variaciones de q_c y de f_s

	Decrece	Constante	Crece
D e c r e c e	Transición entre dos capas diferentes, la inferior de menor resistencia	No ocurre	Una grava de boleó empujado por el cono ha quedado acuñado contra la funda deslizante
C o n s t a n t e	Una grava de diámetro mayor que del cono ha sido empujada por este en un estrato cohesivo blando o granular suelto	Suelo homogéneo que puede ser clasificado usando la fig. III. 4	No ocurre
C r e c e	Una grava de diámetro mayor que el del cono ha sido empujado por este en un estrato cohesivo de consistencia media o granular denso	El penetrómetro está en roca blanda o en estrato duro que no puede ser penetrado	Estrato cuya resistencia aumenta con la profundidad o cuya resistencia última no ha sido alcanzada

OPERACIÓN

El penetrómetro se hincó empujándolo con las barras exteriores, hasta colocarlo en la profundidad en que se hará una prueba; en esta condición se cierra el penetrómetro, $d = 0$ (fig. III.1.a); después se empuja con las barras centrales para penetrar con el cono la carrera completa de 4 cm (fig. III.1.b) con esta operación se determina la fuerza q_c necesaria para hincar el cono solo. Al final de este movimiento el tope de la tubería hace contacto con la funda deslizante y al continuar el hincado, otros 4 cm, se arrastra a la funda deslizante; la nueva fuerza que se mide R_t , corresponde a la resistencia de punta q_c más la fuerza de fricción f_s que desarrolla la funda.

REGISTRO DE DATOS

El registro de datos para esta prueba se presenta en la fig. III.2. Para el cálculo de los esfuerzos q_c y f_s se utilizarán las siguientes expresiones:

$$R_t - Q_c = F_s$$

La fuerza axial con que se hincó este penetrómetro se genera con un gato hidráulico, que puede empujar solo a la tubería interior o la exterior o simultáneamente ambas. La magnitud de

PRUEBA DE PENETRACION CONO HOLANDES OBRA:	SONDEO		NIV FREAT.	HOJA.
	LOCAL.	Z:	MAQUINA:	FECHA
	X:	Y:	OPERADOR:	SUPERVISOR

Prof. (m)	Manómetros (kg/cm ²)			Esfuerzos kg/cm ²		Observaciones
	Cono	Funda	Conjunto	q _c	f _s	

NOTAS	

FIG.III.2. Registro de penetración con cono

la fuerza axial se determina midiendo la presión del fluido hidráulico. En los modelos mas recientes de este aparato se mide la fuerza aplicada con mayor precisión, usando celdas de carga con deformímetros eléctricos colocadas atrás del cono y de la funda deslizante. Las cargas que pueden aplicarse varían entre 2 y 20 ton. dependiendo del tamaño del sistema de carga axial.

1.2 PENETRACIÓN DINÁMICA (PENETRACIÓN ESTÁNDAR)

La prueba de penetración estándar se puede utilizar en cualquier tipo de suelo fino hasta arenas, arriba y abajo del nivel freático. En los suelos con gravas aisladas puede operar confiablemente; si el contenido de grava es alto o existen boleos, o trozos de roca, no se debe utilizar.

Con esta técnica se rescatan muestras alternadas de los suelos y con el número de golpes con que se hinca el penetrómetro, indirectamente se mide la resistencia al corte del suelo.

Esta prueba se utiliza en la etapa de exploración preliminar o como complemento de exploraciones definitivas o en combinación con muestreos inalterados.

El muestreador o penetrómetro estándar es un tubo de pared gruesa de dimensiones especificadas, que se hinca a percusión con energía también especificada.

1.2.1. CARACTERÍSTICAS

Este muestreador consiste de un tubo grueso, partido longitudinalmente, con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo inferior de una columna de barras de perforación que le transmite la energía de hincado; en la fig. II.3 se muestra el penetrómetro con las dimensiones que debe satisfacer (estrictamente). La cabeza tiene una válvula esférica que se levanta y permite, durante el hincado, aliviar la presión del fluido y azolves que quedan en el interior del muestreador, y cae por peso propio durante la extracción del muestreador, para evitar que la presión del fluido de perforación expulse la muestra; una variante de esta válvula, es el utilizar la esfera con varilla, mostrada en la fig. II.3.

El tubo generalmente está partido longitudinalmente, para recuperar fácilmente la muestra; otra solución, poco recomendable, consiste en un tubo sólido con funda de polietileno delgado. La zapata de acero endurecido es una pieza de consumo que debe sustituirse cuando pierde las dimensiones especificadas. Opcionalmente el penetrómetro estándar puede tener trampa en forma de canastilla para retener muestras de suelo arenoso (fig. II.3).

El equipo auxiliar para el hincado consiste de una masa golpeadora de 64 kg. con caída libre guiada de 75 cm. que impacta a una pieza yunque integrada a la columna de barras de perforación; el diámetro de éstas últimas se elige de acuerdo con la profundidad, como se indica en la tabla II.1

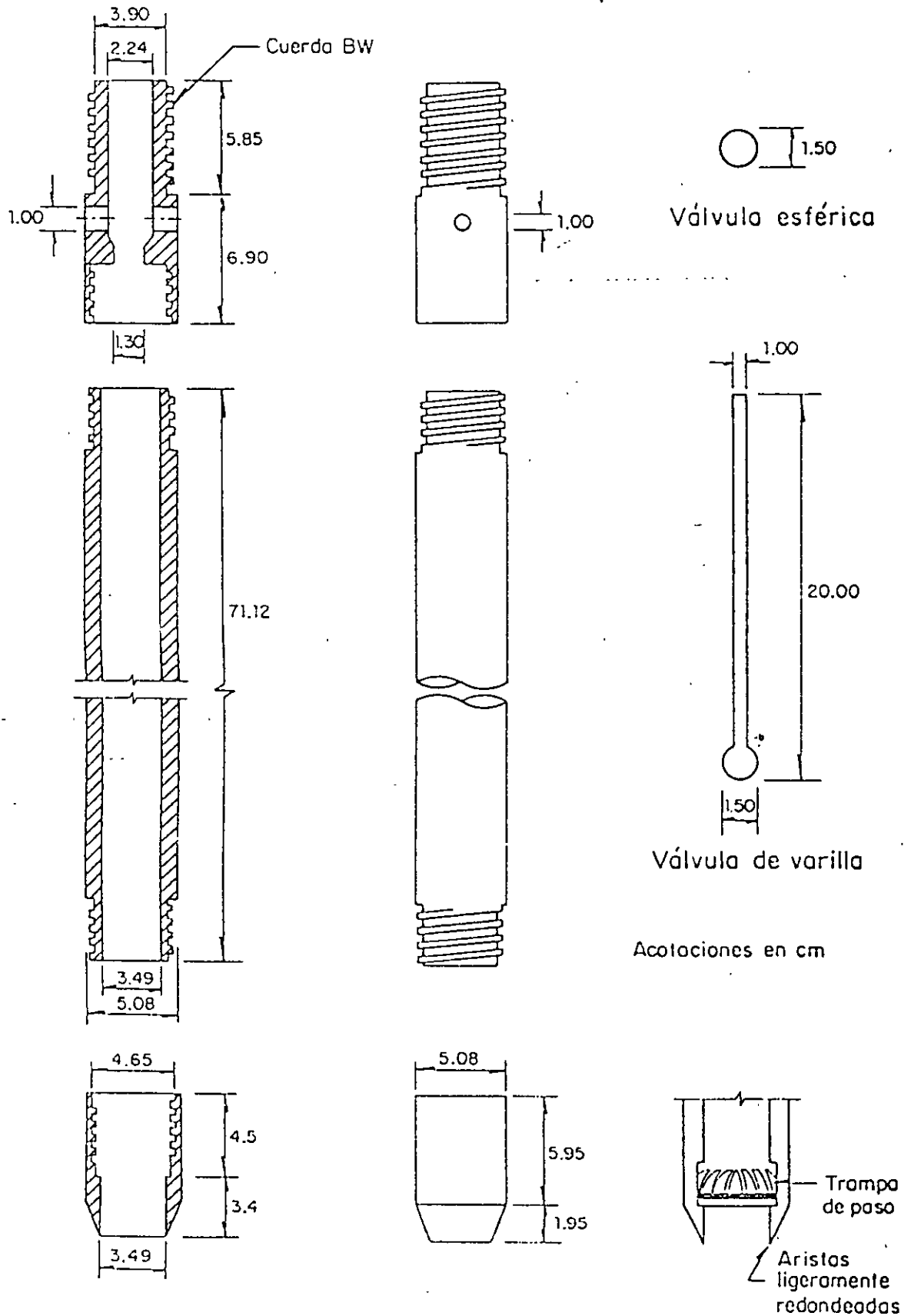


FIG. II.3. Penetrómetro estándar

REGISTRO DE CAMPO OBRA:	SONDEO. <i>M-14</i>	NIV. FREAT..	HOJA:
	LOCALIZACION: X: Y: Z:	MAQUINA. <i>A</i>	FECHA: <i>3-Jul-75</i>
		OPERADOR. <i>F. Ortiz</i>	SUPERVISOR: <i>Ing Silva</i>

Prof. en m ó ft	Clasificación SUCS	Muestra No.	N (SPT)			Muestreo		Ademe m	Hora
			1 15cm	2 15cm	3 15cm	Presión	Rec		
	<i>CL café</i>	<i>F-1</i>	<i>10</i>	<i>15</i>	<i>25</i>	—	—	<i>8:30</i>	
	<i>CL café con grava</i>	<i>F-2</i>	<i>10</i>	<i>20</i>	<i>30/4</i>		—	<i>9:00</i>	
	<i>CH arenosa gris</i>	<i>TS-1</i>	—	—	—		<i>20/30</i>	<i>10:00 (1)</i>	
	<i>CH " "</i>	<i>F-3</i>	<i>10</i>	<i>35</i>	<i>35</i>		—	<i>10:30</i>	
	<i>CH " "</i>	<i>TR-2</i>	—	—	—		<i>30/30</i>	<i>11:10 (2)</i>	
	<i>SW fina gris</i>	<i>F-4</i>	<i>5</i>	<i>10</i>	<i>15</i>		—	<i>11:50 (3)</i>	
	<i>✓</i>	<i>F-5</i>	<i>5</i>	<i>20</i>	<i>30</i>	—	—	<i>12:10</i>	
	<i>✓</i>	<i>F-6</i>	<i>5</i>	<i>25</i>	<i>35</i>	—	—	<i>12:40 (4)</i>	
	<i>CL café</i>	<i>F-7</i>	<i>5</i>	<i>10</i>	<i>20</i>		<i>50</i>	<i>13:00</i>	
	<i>CL ✓</i>	<i>TR-3</i>	—	—	—		<i>20/30</i>	<i>13:20</i>	
		<i>TR-4</i>	—	—	—			<i>13:30 (5)</i>	
		<i>F-8L</i>							

NOTAS	<i>1) la CH empieza a los 15'</i>
	<i>2) la parte inferior del TR-2 es SW</i>
	<i>3) la SW empieza a 29', se perdió el agua de perforación</i>
	<i>4) se tiene azolve y se decidió poner ademe</i>
	<i>5) se perdió la muestra, probablemente era arena</i>

FIG.III.6. Registro de campo

TABLA II. 1 Barra recomendable para la prueba de penetración estándar

Profundidad del sondeo en m.	Barra recomendable	Díametro exterior en cm	Peso, en kg/m
15	AW	4.44	6.53
10-30	BW	5.40	6.23

1.2.2 REGISTRO DE DATOS.

Para la prueba de penetración estándar, se llena el registro de campo de la fig. III.6 con la información que se va obteniendo durante la ejecución del sondeo; conviene utilizar las abreviaturas de la tabla III.6 para simplificar su presentación; las notas al pie del registro son observaciones que se hacen durante la ejecución y que pueden ayudar en la interpretación del sondeo; dos columnas quedarán en blanco: la de presión, que no tiene significado en este caso, y la de recuperación (rec) que no proporciona información de interés con este muestreador.

CORRELACIONES DE N EN SUELOS COHESIVOS

La resistencia a la penetración N se correlaciona empíricamente con la consistencia y resistencia a la compresión simple q_u de los suelos cohesivos con la ayuda de la fig. III.8.

CORRELACIONES DE N EN SUELOS GRANULARES.

La resistencia a la penetración N se correlaciona con la compacidad relativa (C_r) y ángulo ϕ de los suelos granulares, tomando en cuenta la influencia del esfuerzo vertical efectivo (δ_{vo}) como se muestra en la figura III.9. En esta gráfica el par de valores (N, σ_{vo}) define un punto y su proyección, según una recta de la familia de la gráfica, proporciona la correlación mencionada.

	35		85	
Suelta		Medio	Densa	Muy densa
Φ	30		40	

Valores tentativos de Φ para arena media uniforme (Sp_m) como suelo típico

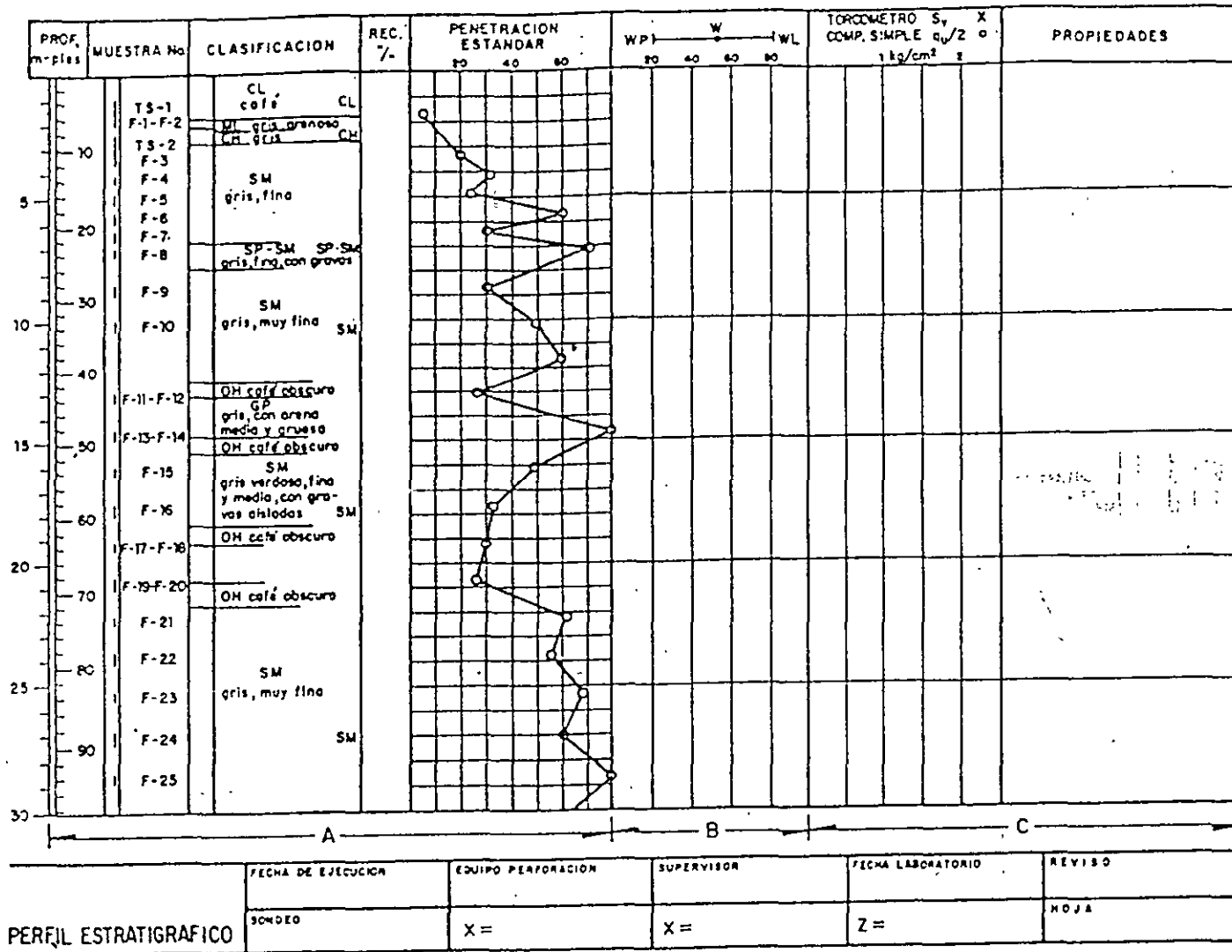
El valor de σ_{vo} se puede estimar con la expresión:

$$\bar{\sigma}_{vo} = \gamma \sec \alpha h_1 + \gamma$$

- h_1 profundidad del nivel freático, en m
- $h_1 + h_2$ profundidad de la prueba, en m
- γ seco peso volumétrico del material, arriba del nivel freático (1.5 ton/m³, valor aproximado)
- γ' peso del material sumergido (0.9 ton/m³ valor aproximado)

Una correlación más simple, sin corrección por el esfuerzo vertical efectivo, se presenta en la tabla III.3 y que se recomienda solo para la interpretación preliminar de la prueba.

FIG. III.7. Representación gráfica de la penetración estándar



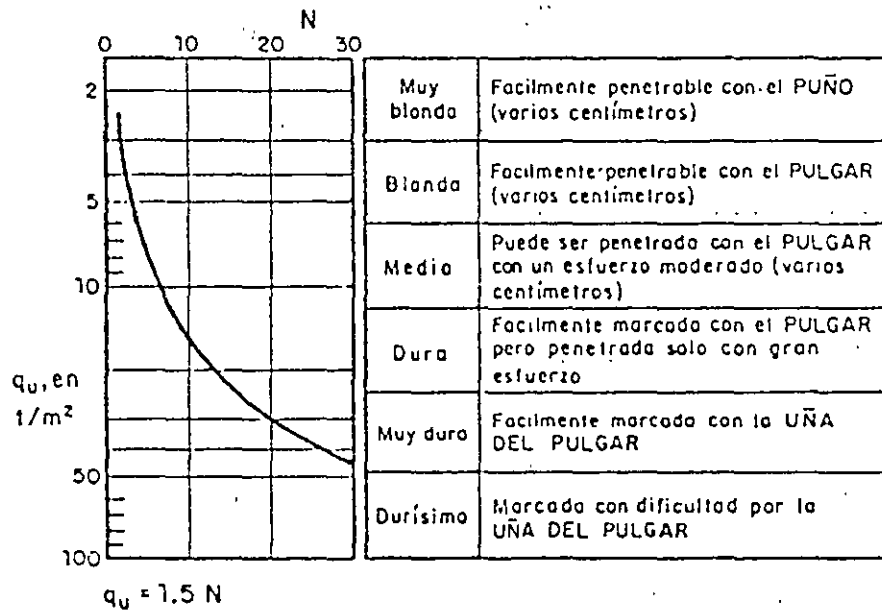


FIG.III.8. Correlación entre N , q_u y consistencia relativa

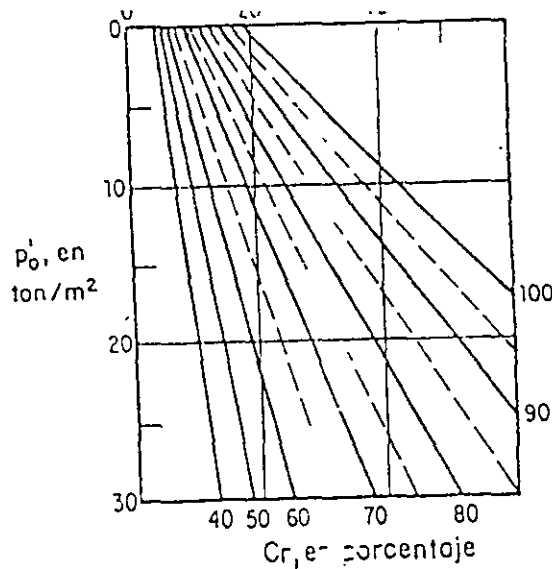


TABLA III. 3 Densidad relativa de arenas y el número de golpes obtenido en pruebas de penetración estándar

Número de golpes	Densidad relativa
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Densa
> 50	Muy densa

OPERACIÓN.

El penetrómetro estándar se hinca 45 cm en el fondo de una perforación de 7.5 cm de diámetro mínimo, con la energía que proporciona el impacto de una masa de 64 kg. dejada caer libremente de 75 ± 1 cm de altura.

Durante la penetración se cuenta el número de golpes necesarios para hincar cada tramo de 15 cm; se define como resistencia a la penetración estándar, el número N de golpes para hincarlo en los últimos 30 cm (la suma de los golpes de los dos últimos tramos); si el penetrómetro no se puede hincar los 45 cm, cuando se han dado 50 golpes, se suspende la prueba y por extrapolación se deduce el número N 50.

PROCEDIMIENTOS DE MUESTREO.

Los procedimientos de muestreo son las técnicas que se aplican para obtener especímenes alterados o inalterados de diferentes profundidades del subsuelo, con los que posteriormente se realizan pruebas de laboratorio para conocer sus propiedades índices y mecánicas.

Muestras Alteradas. Son muestras cuyo acomodo estructural se pierde a consecuencia de su extracción; se utilizan en el laboratorio para identificar el tipo de suelo a que corresponden, realizar pruebas índice y preparar especímenes compactados para someterlos a pruebas mecánicas.

Muestras Inalteradas. Son muestras cuyo acomodo estructural está relativamente inalterado, ya que necesariamente se inducen cambios de esfuerzo por su extracción y estos generan cambios volumétricos; estas muestras se utilizan en el laboratorio para identificar el tipo de suelo a que corresponden, realizar pruebas índice y mecánicas.

2.1 MUESTREO ALTERADO.

MÉTODO MANUAL.

La obtención de muestras representativas alteradas de cualquier tipo de suelo localizado arriba o abajo del nivel freático puede hacerse con herramientas de mano, mediante pozos someros de pequeño diámetro, pozos excavados a cielo abierto, cortes o zanjas.

La limitación de este método radica en su lentitud y en que solo se pueden alcanzar, eficientemente, profundidades someras (menor de 10 m).

EQUIPO.

Cuando el muestreo se hace en perforaciones de pequeño diámetro (máximo 10 cm) se requieren herramientas manuales de perforación, como la pala posteadora y barreras helicoidales (fig. II.4).

Cuando el muestreo se hace en zanjas o pozos a cielo abierto se utilizan picos y palas para la excavación y espátulas para el muestreo.

Podría requerirse ademas las paredes de la excavación y contar con bombas para extraer el agua en sondeos que se lleven abajo del nivel freático.

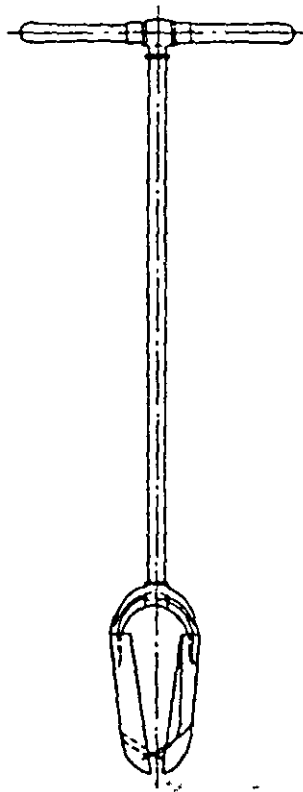
OPERACIÓN.

Las muestras que se pueden obtener en pozos hechos con herramientas de perforación manual, como pala posteadora o brocas helicoidales consiste en pequeños terrones que se rescatan a medida que progresa la excavación; estas muestras se conservaran en bolsas de polietileno o frascos de vidrio.

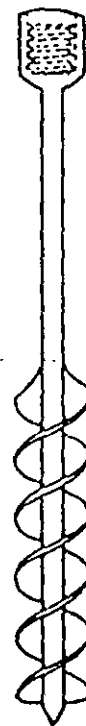
Las muestras que se obtengan de pozos a cielo abierto o zanjas podrán tomarse de la paredes y del fondo; debe eliminarse el material superficial contaminado y tomarse la muestra de suelo recién descubierto. El tamaño de la muestra está en función de las pruebas que se realizarán; para un sondeo convencional, las muestras deben ser de 0.5 kg.; para estudiar el suelo como material de préstamo se deben tomar muestras de 10 kg. de los estratos explotables o una muestra integral de 30 kg., obtenida de una ranura vertical lateral hecha en el pozo o corte; se elige el criterio de muestreo acorde al método de explotación del banco. Las muestras se colocaran en bolsas de polietileno.

REGISTRO DE DATOS

Cuando se trate de pozos a cielo abierto se utilizara el registro anexo, fig. III.10.



a) Pala posteadora



b) Barrena helicoidal

FIG.II.4. Herramienta manual de perforación

2.2 MUESTREO INALTERADO.

MÉTODO MANUAL

La obtención manual de muestras inalteradas, permite obtener las muestras con la menor alteración posible, puede aplicarse en los suelos finos; en los granulares se puede solo en aquellos que tengan un contenido de finos que les impongan una pequeña cohesión.

La limitación de este método radica también en su lentitud y que solo se puede utilizar en profundidades someras (menor de 10m).

Consiste en labrar con herramientas de mano muestras cúbicas de 30 cm de lado; con este método se pueden obtener muestras que conserven el acomodo estructural de las partículas del suelo. El acceso al sitio de donde se obtengan puede ser pozos a cielo abierto, cortes o zanjas.

Las muestras se protegen con un forro de manta de cielo impregnada de parafina y brea.

EQUIPO.

Para el labrado de muestras de suelos blandos se requieren espátulas, para los duros un cincel ancho y un martillo ligero. Para la protección de las muestras manta de cielo, brochas y parafina con brea y una estufa portátil.

OPERACIÓN.

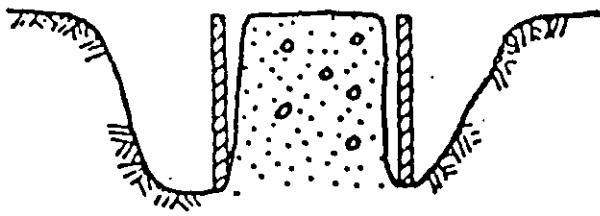
Se limpia y enrasa una superficie horizontal de 50 cm de diámetro, en cuyo centro se marca un cuadro de 30 m de lado; se le coloca encima manta de cielo que se impregna de parafina con brea caliente, aplicándola con la brocha; enseguida se labran pozos de los lados verticales y se protegen con manta y parafina con brea; se continúan con los dos lados y se protegen también; después se corta la superficie base de la muestra; si el suelo es muy blando, conviene hacer esto antes de hacer el corte, colocar una caja protectora (fig. III.11); después de cortar la muestra se voltea y se protege también con manta y parafina con brea. Los vértices de las muestras se refuerzan con cintas de manta impregnadas de parafina.

TUBO DE PARED DELGADA.

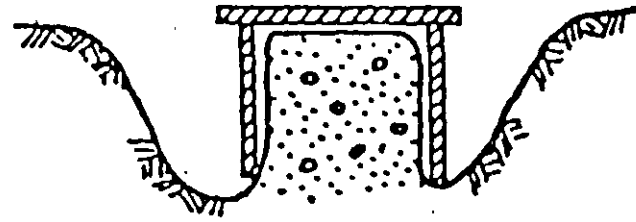
Este muestreador es el más utilizado para obtener muestras inalteradas de suelos fino blandos semiduros, localizados arriba o abajo del nivel freático.

El diámetro mínimo aceptable para este muestreador es de 7.5 cm.

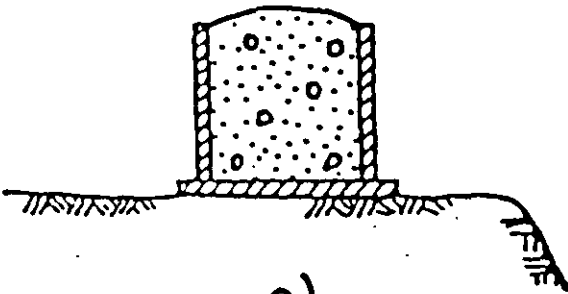
El tubo de pared delgada o Shelby es un tubo liso afilado, usualmente de 7.5 a 10 cm de diámetro, que se inca a presión para obtener muestras relativamente inalteradas de suelos finos blandos a semiduros, localizados arriba o abajo del nivel freático.



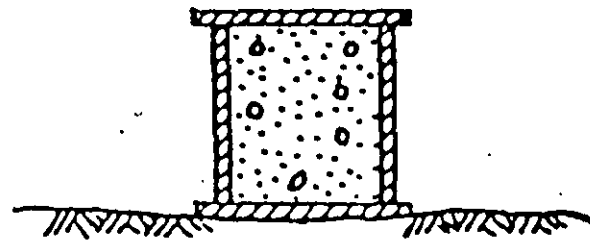
a)



b)



c)



d)

FIG. III.11 Procedimiento de obtención de muestras cúbicas

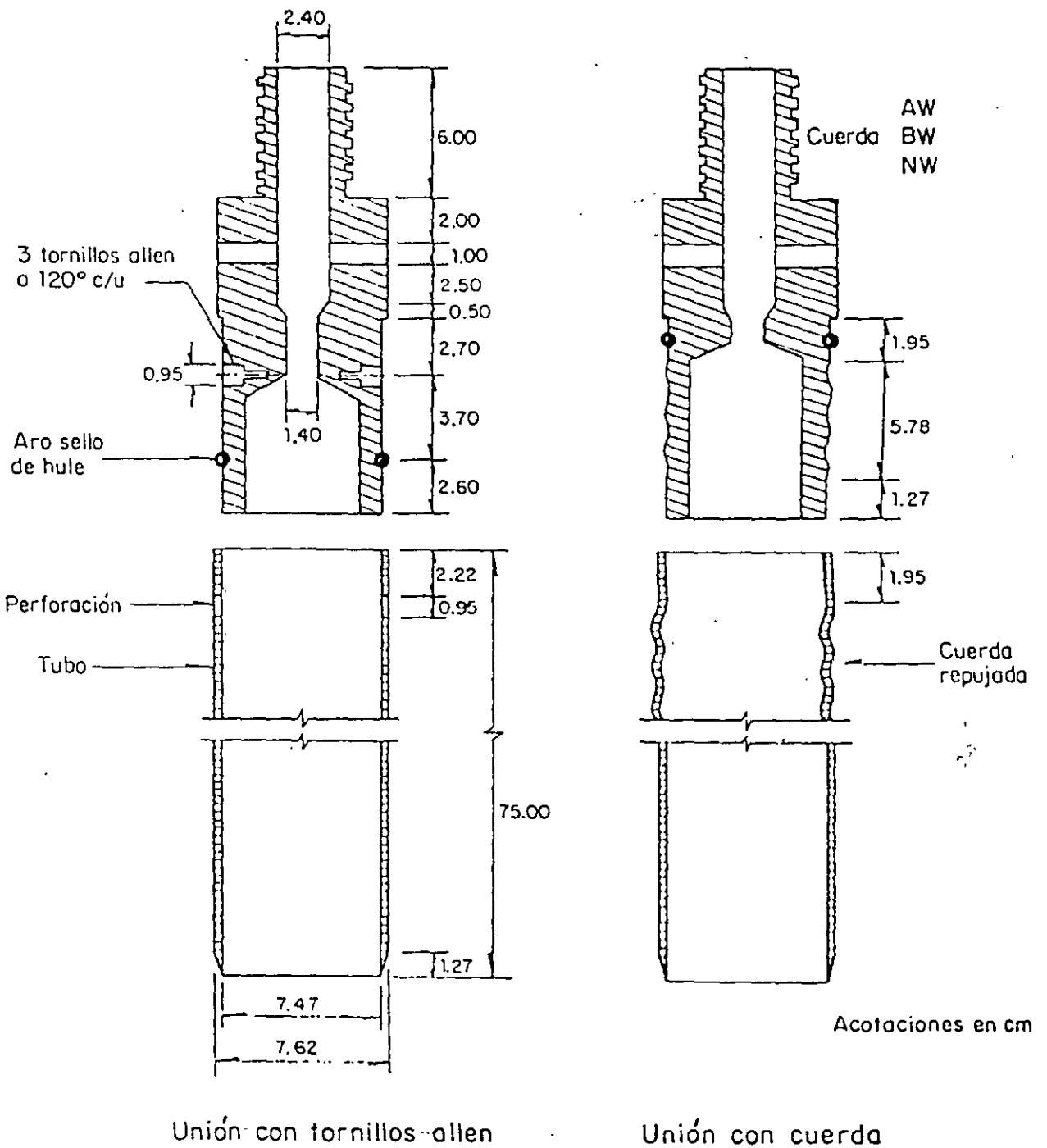


FIG. II.5. Muestreador de pared delgada

La Fig. 11.6 corresponde a un muestreador de válvula deslizante. Este muestreador sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación, tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un aro-sello; en esta barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene agujeros para el drenaje del fluido de perforación del interior del tubo.

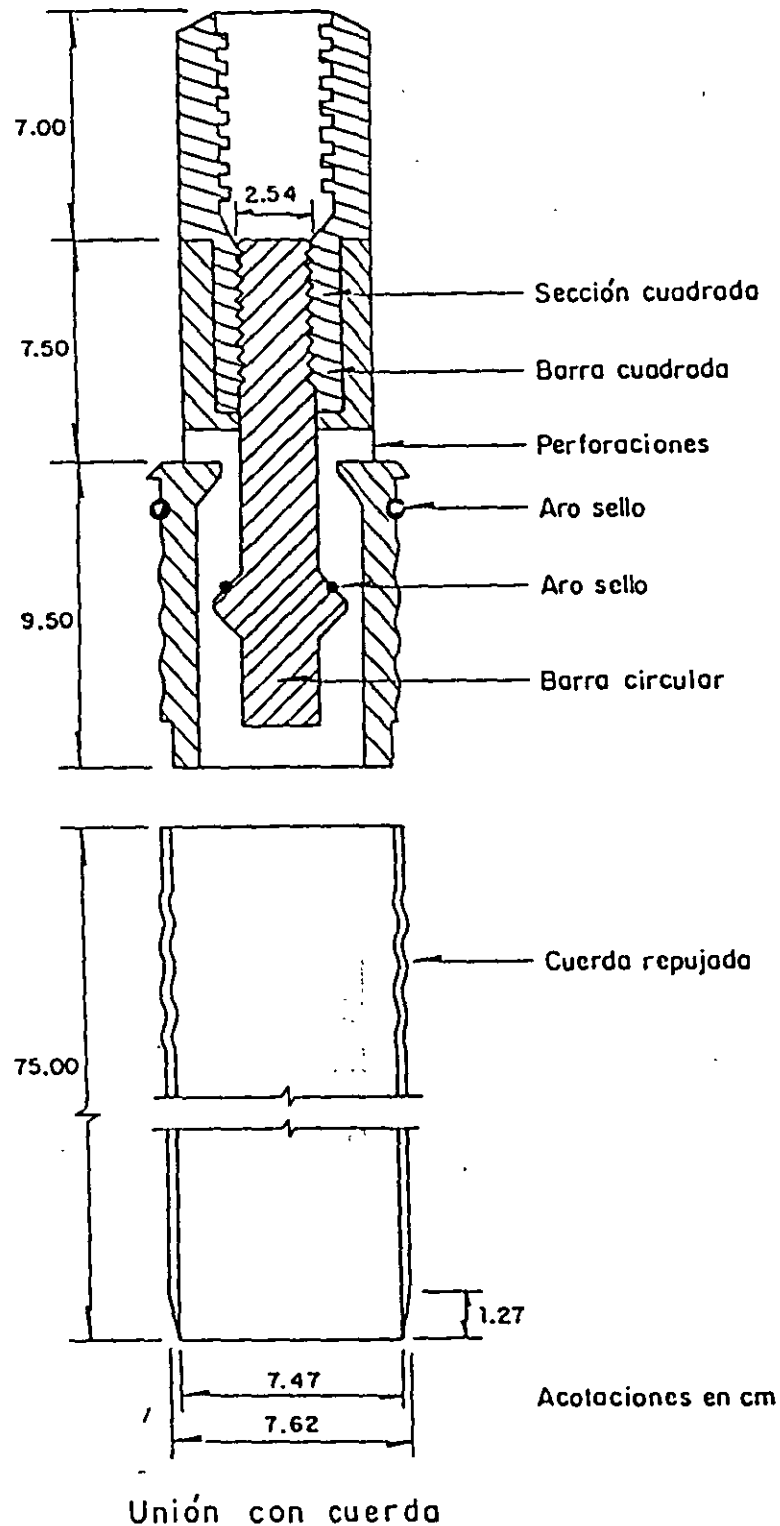


FIG.II.6. Muestreador de válvula deslizante

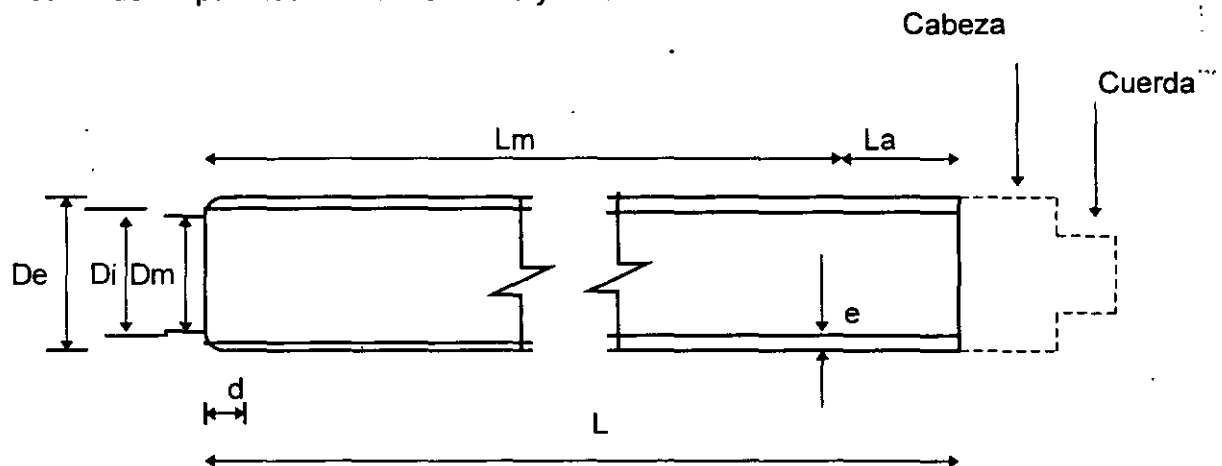
CARACTERÍSTICAS.

Este muestreador esta constituido por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido por el superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se empuja al muestreador desde la superficie.

En la fig. II. 5 se presenta el muestreador con los dos tipos de unión tubo cabeza usuales; el primero con tres tornillos Allen y el segundo con cuerda que ha mostrado ser más confiable que el primero aun operando en suelos duros. La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que abre durante la etapa de muestreo, para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger a la muestra de las presiones hidrodinámica que se generan durante la extracción del muestreador.

La figura II.6 corresponde a un muestreador de válvula deslizante en la que se sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación, tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un aro - sello; en esta barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene agujeros para le drenaje del fluido de perforación del interior del tubo.

En las figuras II. 7 se anotan las dimensiones que necesariamente deben satisfacer estos muestreadores para los diámetros de 7.5 y 10.0 cm.



Diam. nominal en cm.	De, en cm.	Di en cm	Dm, en cm.	e, en cm.	d, en cm.	L, en cm.	Lm, en cm.	Cuerda de unión
7.5	7.62	7.22	7.11 7.17	0.20	1.27	75	60	AW Y BW
10.0	10.16	9.76	9.61 9.69	0.20	1.20	90.	75	BW Y NW

De	diámetro exterior	d	longitud aguzada
Di	diámetro interior	L	longitud tubo
Dm	diámetro muestra	Lm	longitud de muestreo recomendable
e	espesor	La	espacio para azolves

FIG. II. 7 Dimensiones de los tubos de pared delgada

El procedimiento de afilado del tubo debe ser lo suficientemente preciso para que se obtengan tubos con las dimensiones especificadas., fig. II. 7.

Hvorslev describe dos métodos para esta operación; el más sencillo consiste en afilar primero el tubo en un torno y después con un bloque de moldeo darle la forma de la figura II.7.

Otro cuidado que se debe tener con este muestreador, es el de pintarlo para reducir el fenómeno de corrosión de la lamina, el cual induce cambios físico - químicos al suelo muestreado.

CONDICIONES GEOMÉTRICAS.

La observación cuidadosa de muestras obtenidas con tubos de pared delgada de condiciones geométricas diferentes, mediante la técnica de secado de laminas de suelo, permitió a Hvorslev fundamentar las relaciones de áreas y diámetros que deben satisfacer estos muestreadores para asegurar un buen funcionamiento.

El muestreador Shelby se hinca, con velocidad constante entre 15 y 30 cm/seg., una longitud de 15 cm menor a la del tubo, para dejar espacio donde alojar los azolves que pudieran haber quedado dentro del tubo mismo. Después del hincado, se deja en reposo durante 0.5 min. para que la muestra expanda en su interior y aumente su adherencia; enseguida se corta la base de la muestra girando 2 vueltas el muestreador y se procede a sacarlo al exterior, donde se limpia e identifica, se clasifica y protege a la muestra.

REGISTRO DE DATOS.

Se utilizara el registro de campo de la fig. III.6 con la información que se va obteniendo durante la ejecución del sondeo; conviene utilizar las abreviaturas de la tabla III.6 del capítulo de recomendaciones, para simplificar la presentación; las notas al pie del registro son observaciones que se hacen durante la ejecución y puede ayudar en la interpretación del sondeo. Debe también anotarse la presión necesaria para hincar el muestreador y el porcentaje de recuperación de muestra que expresa cualitativamente la calidad que se alcanza en cada operación del muestreador, como se muestra en la tabla III.4.

$$\text{Rec} = L / H \cdot 100$$

Rec recuperación

L longitud recuperada

H longitud muestreada

TABLA III. 4 recuperación de muestras

Recuperación	Calidad
Rec = 100	excelente
Rec = 80%	bueno
50 < Rec < 80	malo
Rec < 50	inaceptable

MUESTREADOR DENISON.

Con este muestreador que opera a rotación y presión se obtienen muestras, que pueden ser inalteradas, de arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas, localizados abajo del nivel freático. Arriba de este nivel, las muestras pueden contaminarse con el fluido de perforación y por ello su uso es poco confiable.

El muestreador tipo Denison consiste de dos tubos concéntricos; en el interior que se hinca a presión, se rescata la muestra de suelo, mientras que el exterior, con la broca de corte en su extremo gira y corta el suelo a su alrededor. Para operar este muestreador se requiere fluido de perforación, que se hace circular entre ambos tubos.

CARACTERÍSTICAS.

En la fig. II.9 se muestra el diseño actualizado de este muestreador que esencialmente consiste de dos tubos concéntricos acoplados a una cabeza con baleros axiales, que los une a la columna de barras de perforación y permite que el tubo interior se hinque a presión en el suelo, sin inducir esfuerzos de torsión a la muestra; mientras que el exterior gira y corta el suelo circundante. La cabeza del muestreador tiene una tuerca de ajuste que controla la posición relativa entre ambos tubos; así durante el muestreo, el tubo interior penetra en el suelo la distancia, d (fig. II. 9) antes que la broca, para proteger a la muestra de la erosión y contaminación que le puede ocasionar el fluido de perforación.

La broca de corte es una pieza de acero con pastillas de carburo de tungsteno que protegen las zonas de mayor desgaste; en la figura II. 10 se muestran las dos brocas tipo más usuales.

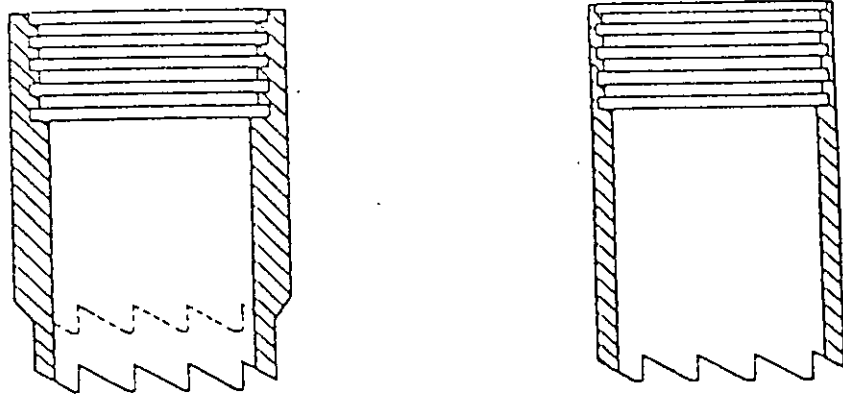
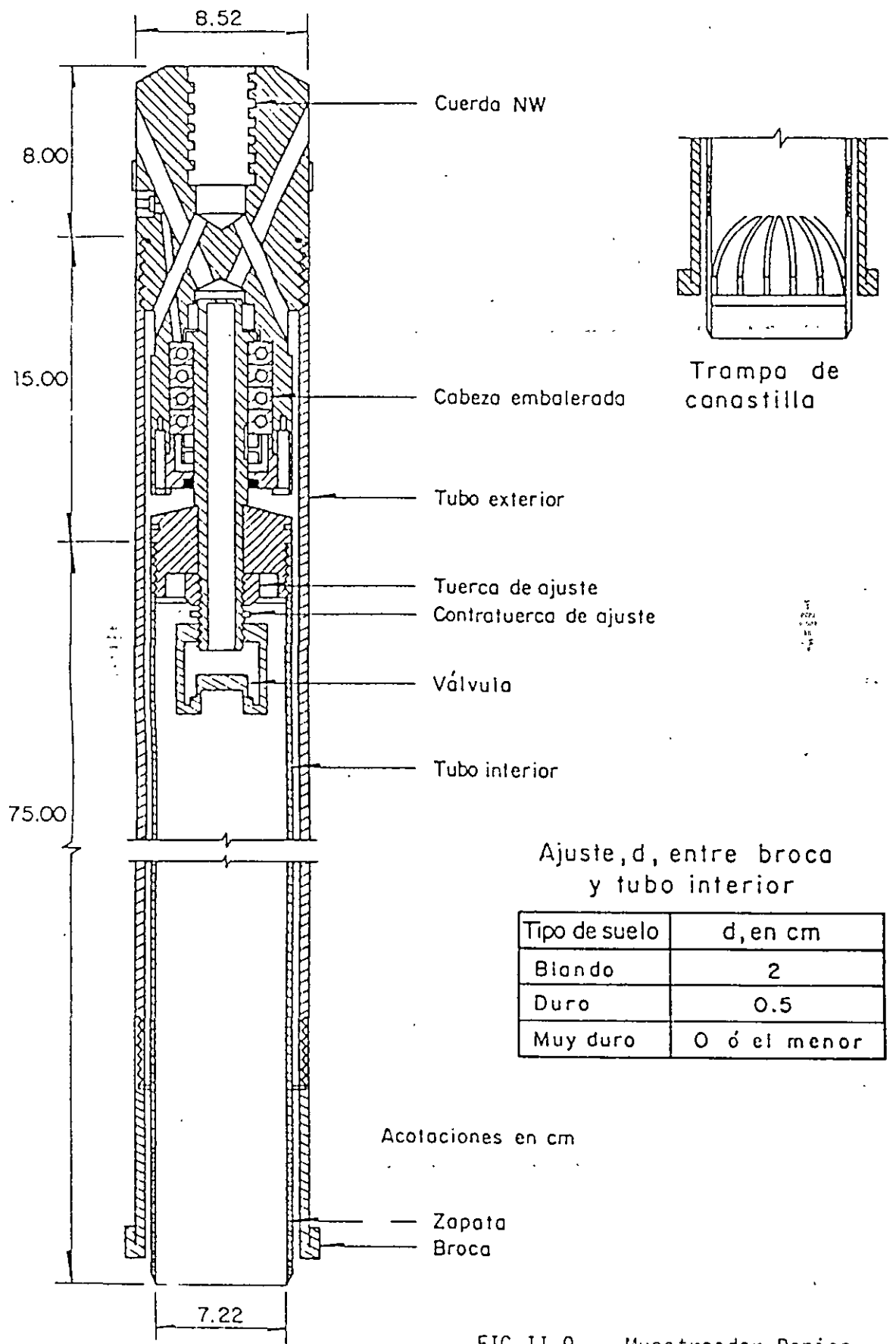


FIG.II.10. Tipos de broca denison



Ajuste, d , entre broca y tubo interior

Tipo de suelo	d , en cm
Blando	2
Duro	0.5
Muy duro	0 ó el menor

Acotaciones en cm

— Zapata
— Broca

FIG.II.9. Muestreador Denison

Las dimensiones del muestreador Denison que permiten obtener muestras de 7.5 y 10.0 cm de diámetro nominal, se anotan en la tabla II. 2.

Para el muestreo de materiales granulares conviene adaptarle una trampa de canastilla que consiste en lengüetas de lamina de acero flexible remachadas el tubo interior, como se muestra en la figura II. 9

TABLA II.2. Dimensiones del tubo Denison (en cm)

Diámetro nominal	Tubo inferior				Tubo exterior				Barras de operación
	De	Di	Dm	L	De	Di	L	Lm	
7.5	7.62	7.22	7.11 7.17	75	8.52	7.92	90	60	BW
10.0	10.16	9.75	9.61 9.69	90	11.16	10.46	105	75	NW

Donde:

De diámetro exterior

Di diámetro interior

Dm diámetro de la muestra

L longitud de tubo

Lm longitud de la muestra

OPERACIÓN.

Antes de introducir el muestreador al sondeo se debe ajustar la distancia d entre el tubo interior y la broca, como se indica en la figura II. 9 de acuerdo con el material que se va a muestrear; también se debe verificar que la cabeza este limpia, engrasados los baleros y que la válvula opere correctamente. A continuación se baja el muestreador al fondo de la perforación y se hincan por lo menos la profundidad d para evitar que el tubo interior gire al iniciar la rotación del tubo exterior. Durante el muestreo la máquina perforadora transmite, a través de la columna de barras, rotación y fuerza vertical, la primera varia entre 50 r.p.m. para materiales blandos y 200 r.p.m. para los duros. En cuanto a la fuerza vertical puede ser hasta de 3 ton.

Una vez que se ha penetrado la longitud prevista o que el muestreador no puede avanzar, se suspende la rotación y la fuerza axial, se deja 0.5 min. en reposo para permitir que la muestra expanda; después se gira para romper la muestra por la base y posteriormente extraer el muestreador.

La extracción del material que corta la broca, así como el enfriamiento de la misma se hace con un fluido de perforación que circula por el espacio anular que dejan los dos tubos; en muestreos arriba del nivel freático se debe utilizar aire; podría ser admisible utilizar lodo, solo si se demuestra que la contaminación que induce a la muestra es tolerable. En muestreos abajo del nivel freático puede utilizarse agua o lodo.

La presión de operación del fluido de perforación debe ser la mínima con que se mantenga limpia la perforación.

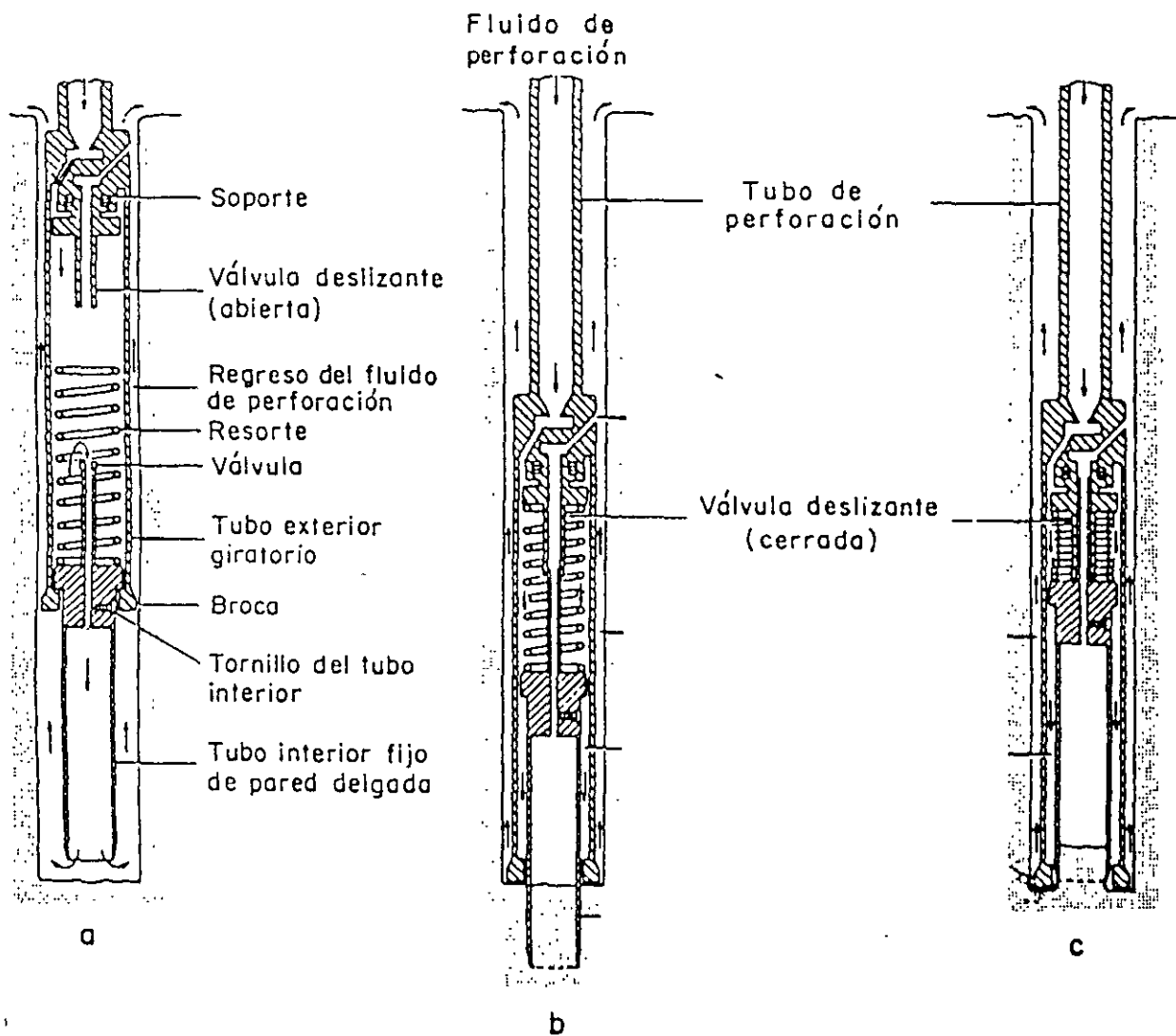


FIG.II.11. Muestreador Pitcher

MUESTREADOR PITCHER.

Con este muestreador que opera a rotación y presión se pueden obtener muestras, que pueden ser inalteradas, de suelos como: arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas; resulta particularmente adecuado en los suelos con capas delgadas (hasta de centímetros) de materiales de diferente dureza.

Este muestreador es similar al Denison excepto porque la posición del tubo interior se regula con un resorte axial; mientras que el exterior, con la broca de corte en su extremo, gira y corta al suelo del derredor. Su operación requiere también la inyección de un fluido de perforación.

CARACTERÍSTICAS.

El muestreador Pitcher consiste en dos tubos concéntricos, acoplados a una cabeza compuesta de dos piezas: la superior es fija para transmitir la rotación al tubo exterior, en cuyo extremo va la broca de corte, mientras que la inferior, separada de la fija por un resorte axial, soporta al tubo interior de 7.5 ó 10 cm de diámetro en que se aloja a la muestra; la función del resorte es de regular la posición longitudinal del tubo interior con respecto al exterior. En la fig. II. 11 se observa que la unión del tubo interior - cabeza se hace por medio de tornillos Allen, aunque también puede hacerse por medio de rosca, como el tubo Denison; también se observa que la parte fija de la cabeza tiene un balero axial cuya función es mantener estático al tubo interior mientras gira el exterior y soportar la reacción del resorte axial. El resorte se elige con una constante que depende de la resistencia del suelo. La broca de este muestreador es similar a la que se utiliza en el barril Denison.

OPERACIÓN.

El muestreador se introduce en el sondeo con el tubo interior totalmente salido del exterior y la válvula deslizante abierta (fig. II.11.a); poco antes de llegar al fondo de la excavación se inyecta fluido de perforación que sale por el tubo interior e impide que se introduzca el azolve del sondeo al tubo (fig. II.11.a). al iniciarse el hincado, el tubo interior toma su posición de muestreo, la válvula deslizante se conecta para dar salida al fluido que queda dentro del tubo interior y el resorte transmite la fuerza axial; en ese momento se puede iniciar la rotación exterior (fig. II.11.b). Si durante el muestreo se encuentra un estrato duro, el resorte se contrae (fig. II.11.c) y almacena energía, que impulsa automáticamente al tubo interior si llega a encontrarse suelo blando nuevamente.

3. SUPERVISIÓN DE LA EXPLORACIÓN.














La exploración geotécnica debe realizarse bajo la dirección de un ingeniero capacitado en la planeación y ejecución de los trabajos. Deberá organizar los trabajos y recopilar la información que permita definir confiablemente las características del subsuelo.

TABLA III.5 Criterio de selección de métodos de exploración y muestreo

TIPO DE SUELO		Método de perforación				Sondeo de exploración		Muestro inalterado		
Arriba del nivel freático	Suelos finos (con arenas y gravas)	R	P	P	R	R		A		R
	Suelos expansivos	R	P	P	P	R		A		R
	Arenas con finos	R	P	P	R	A	R		A	R
Arriba del nivel freático	Arenas con grava	R	P	P	R	A	R		A	R
	Suelos finos muy duros			R					A	R
Abajo del nivel freático	Suelos finos muy blandos	P	A	R	A	R	R	R	R	R
	Suelos finos duros a muy duros	P			A	R	R		R	R
	Arenas finas sueltas			R		R	P	A	R	A
	Arenas compactas	A	A	R	A	R	A	A	R	A
	Suelos orgánicos			R		R	A		R	R
	Arenas con grava	P		A		R	R		A	
		Pozo a cielo abierto (zanja)								
		Lavado con agua								
		Lavado con lodo								
		Rotación con agua								
		Rotación con lodo								
		Rotación en seco								
		Penetrómetro estándar								
		Penetrómetro holandés								
		Penetrómetro estándar								
		Tubo de pared delgada								
		Muestreador de pistón								
		Muestreador Denison								
		Muestreador Pitcher								
		Tubo rotatorio								
		Muestras cúbicas (labradas)								

R : RECOMENDABLE
A : ACEPTABLE
P : POCO ACEPTABLE

TABLA III.6 Abreviaturas y símbolos para formular los registros de campo

Abreviatura	Significado	Símbolo	Significado
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos		Arcilla
G	grava		Limo
S	arena		Arena
M	limo		Grava
C	arcilla		Boleos
O	suelo orgánico		Relleno
Pt	turba		Raíces
w	bien graduado		Turba
P	mal graduado		Conchas y Fósiles
L	baja plasticidad		
H	alta plasticidad		
SPT	Prueba de penetración estándar		
N	número de golpes en SPT		
NF	nivel freático		Nivel freático
PCA	pozo a cielo abierto		Superficie del terreno
BT	broca tricónica		
DG	broca tipo Drag		
F-3	muestra alterada en frasco N° 3		Concreto
B-4	muestra alterada en bolsa N° 4		
F-2L	muestra lavada en frasco N° 2		
MI-8	muestra labrada in situ N° 8		
TS-12	tubo Shelby N° 12		
TD-9	tubo Denison N° 9		
TP-11	tubo Pitcher N° 11		
TPL-7	tubo Pistón libre N° 7		
TR-5	tubo rotatorio dentado N° 5		
NXL-6	muestra de roca tomada con barril N serie L N° 6		
Rec 45/75	45 cm de recuperación en 75 cm muestreados		
50/10	50 golpes en 10 cm en SPT		
EW, AW, BW, HW	barras de perforación (tabla II.5)		
NW, HW	ademes (tabla II.6)		
BXL, NXL	barriles muestreadores serie L		
PA	pérdida de agua o lodo de perforación		Diámetro

La profundidad a la que debe ordenar que se hagan los sondeos será hasta donde el incremento de esfuerzos verticales sea de 10% del esfuerzo vertical inicial, salvo que se encuentre roca.

El ingeniero supervisor debe informarse antes de iniciar los trabajos de : el tipo de estructura que se construirá, las condiciones geológicas y probables tipos de suelos que se encontrarán en el sitio, debe conocer las condiciones de trabajo que se impondrán a los suelos, para que sea capaz de juzgar si la información que se está obteniendo es la adecuada; en caso contrario, proponer modificaciones a las técnicas de muestreo y programa de trabajo.

El ingeniero supervisor no es el responsable de la ejecución de los trabajos; es el responsable de verificar que con la exploración se esté obteniendo las muestras adecuadas y la información geotécnica para resolver el problema.

Los trabajos de campo los supervisará un ingeniero; que durante la ejecución del sondeo, deberá seleccionar los muestreadores que se utilicen, incluso recurriendo en un mismo sondeo a varios de los descritos. En la tabla III.5 se proporciona un resumen de los métodos de perforación y muestreo que pueden aplicarse a los diferentes suelos que se presentan arriba y abajo del nivel freático, jerarquizando su aplicabilidad.

El ingeniero supervisor será responsable de verificar que la calidad de las muestras que se obtengan sean aceptables, debe también recopilar la información de los sondeos, llenando los registros de campo; para facilitar esta labor puede adoptar las abreviaturas y símbolos de la tabla III.6. Finalmente debe presentar la localización de los sondeos en un plano que incluya; las trazas de las estructuras que se construirán, las cargas que transmiten y los asentamientos permisibles.

4. PROTECCIÓN Y TRANSPORTE DE MUESTRAS.

4.1 MUESTRAS ALTERADAS.

Las muestras deben identificarse claramente y colocarse en recipientes impermeables o protegerlas adecuadamente para que conserven su contenido de agua natural. Durante su transporte deben estar protegidos de los agentes atmosféricos.

Las muestras alteradas deben mantener el contenido de agua natural y no haber sufrido alteraciones químicas.

Las muestras alteradas son aquellas que no conservan el acomodo estructural de sus partículas, pero mantienen el contenido natural de agua y no han sufrido cambios químicos, se utilizan para clasificar el suelo y definir la estratigrafía del sitio; en el laboratorio pueden emplearse para realizar pruebas índice que permiten interpretar las características y posible comportamiento mecánico de los suelos.

Estas muestras pueden proceder de sondeos alterados o de pruebas de penetración estándar, se conservarán en frascos de 0.5 lt de capacidad, con boca ancha y tapa hermética,

identificándolos como se muestra en la fig. III.12 y colocándolos en cajas de cartón de 20 unidades.

Las muestras alteradas de material de bancos de préstamo se deberán conservar en bolsas de polietileno denso, sellándolas herméticamente con calor o bien con un nudo apretado; si no interesara conservar el contenido de agua natural pueden utilizarse las bolsas de lona. En la fig. III.13 se muestra la etiqueta con que deben identificarse cada una de las bolsas.

Para el transporte de muestras alteradas simplemente deben protegerse de los agentes atmosféricos.

4.2 MUESTRAS CÚBICAS INALTERADAS.

Las muestras deben identificarse claramente, protegerse sus superficies expuestas con material impermeabilizante y transportarse en cajas con empaque amortiguante de las variaciones que podrían sufrir.

Las muestras inalteradas deben conservar la estructura del suelo, mantener el contenido del agua natural y no haber sufrido alteraciones químicas.

Se define como muestras inalteradas que conservan el acomodo de sus partículas, su contenido de agua natural y no han sufrido cambios químicos; sin embargo por el cambio de esfuerzos que sufren por sacarles del confinamiento que tienen *in situ*, sufren alteraciones menores, como expansiones, oxidación, expansión de los gases disueltos en el agua intersticial, etc.

Las muestras cúbicas de 30 cm de lado deben identificarse con la etiqueta de la fig. III.13 adherida en la parte superior de la muestra, colocarse en cajas de madera confinadas con empaque húmedo de espuma de poliuretano o serrín de 5 cm de espesor mínimo; la tapa de la caja debe fijarse con tornillos que fácilmente puedan desmontarse para sacar la muestra.

Para el transporte de estas muestras deben protegerse de los agentes atmosféricos y vibraciones y golpes que podrían dañar la estructura del suelo.

4.3 MUESTRAS INALTERADAS CONTENIDAS EN TUBOS.

Se deben tener cuidados similares a los descritos en el inciso 4.2. Se recomienda además que la extracción de las muestras de los tubos se haga a no más de dos días de su extracción del sitio, para evitar fenómenos de corrosión. Las muestras contenidas en tubos de los muestreadores de pistón, pared delgada, Denison o Pitcher, se someten al mismo procedimiento: después de desmontar el tubo de la cabeza que lo sostiene se coloca en el soporte para muestras de la fig. III.14, con la parte inferior de la muestra hacia abajo; se limpia la superficie exterior y del interior se eliminan los azolves con la veleta de la fig. III.15; enseguida se coloca el sello mecánico de la fig. III.16, o se vierte parafina con la brea caliente (15% de brea a 70 °C), para formar un sello de 0.7 cm de espesor. A continuación se invierte la

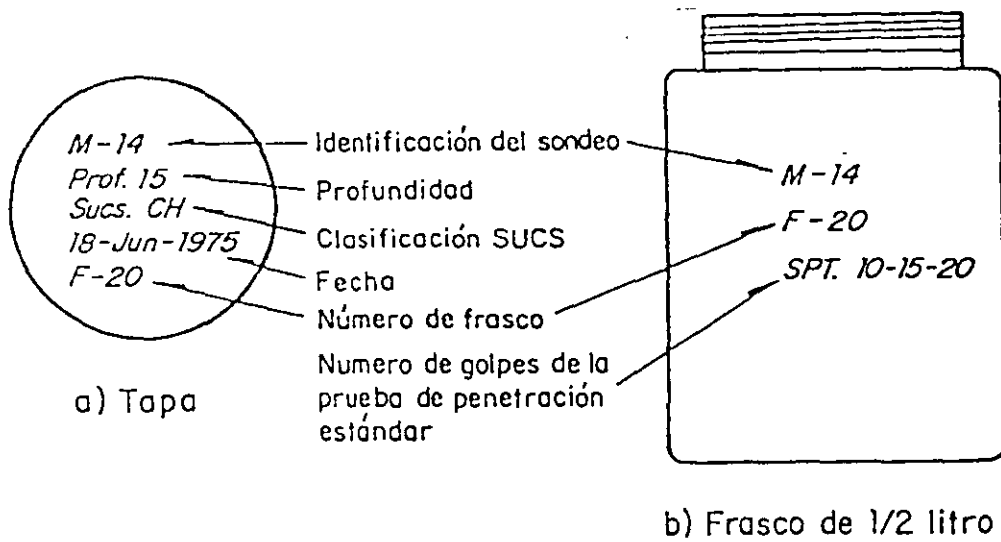


FIG.III.12. Identificación de frascos

USE TINTA INDELEBLE O RECUBRA CON PARAFINA

	IDENTIFICACION DE LA MUESTRA
OBRA	PROCEDIMIENTO DE PERFORACION
SONDEO	PROFUNDIDAD
OPERADOR	FECHA
CLASIFICACION SUCS	

FIG.III.13. Etiqueta para identificación de muestras

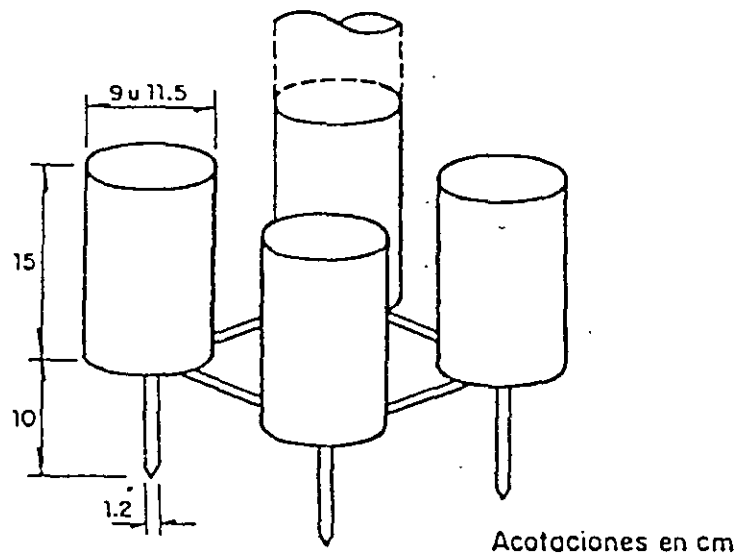


FIG.III.14. Soporte para muestra

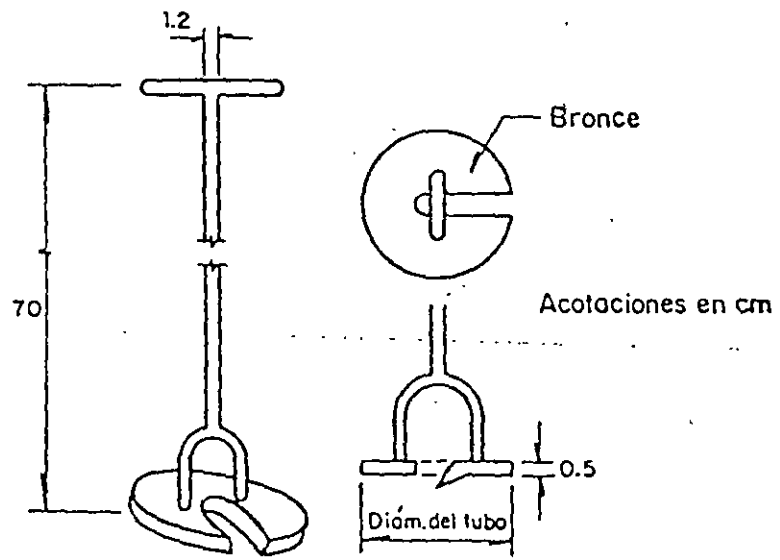


FIG.III.15. Veleta para limpiar tubos

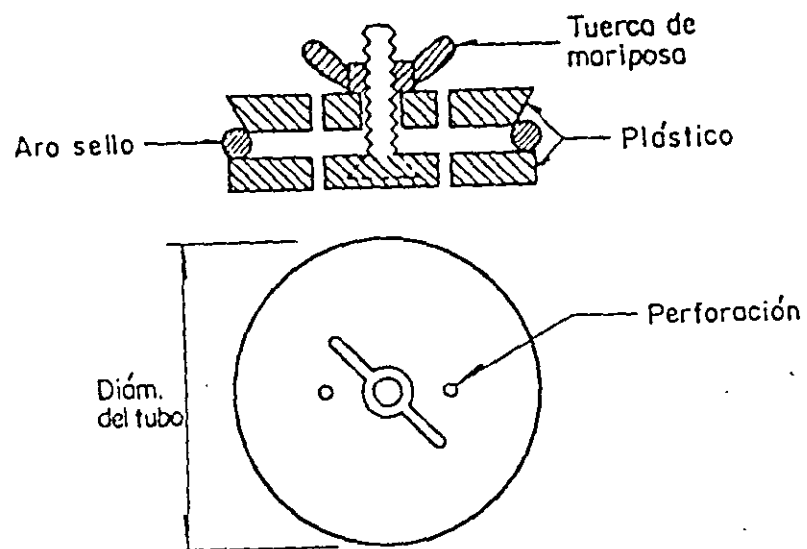


FIG.III.16. Sello mecánico

posición del tubo; se le extrae 1.0 cm de muestra con la veleta o una espátula para hacer lugar al sello mecánico de la fig. III.15 o el de parafina con brea; con el material extraído se clasifica en el campo el suelo. En seguida se identifica al tubo adhiriéndole una etiqueta (fig. III.13) con parafina, señalando además la parte superior de la muestra.

Un cuidado adicional que debe tenerse con muestras de arena sueltas, es el de colocar un tapón temporal con perforaciones en la parte inferior de la muestra, antes de sacar completamente el tubo muestreador de la boca del sondeo, se evita con ésto que la muestra se pierda por la succión que se ejerce al sacar el muestreador y permite drenar el agua libre de la muestra.

Las muestras inalteradas contenidas en tubos deben transportarse en cajas de madera para 3 ó 4 muestras, recubiertas interiormente con espuma de poliuretano de 5 cm de espesor, cuidando que no sufran golpes ni vibraciones que dañen su estructura.

5 MAQUINAS Y EQUIPOS DE PERFORACIÓN Y MUESTREO.

5.1 MAQUINAS PERFORADORAS.

Las máquinas más adecuadas para la explotación geotécnica son aquellas capaces de operar a velocidades de rotación bajas (50 r.p.m.) y potencia alta (mayor de 40 HP); características necesarias para trabajar con los muestreadores Denison y Pitcher y sobre todo por el manejo de espirales de perforación; su sistema de gatos hidráulicos para carga vertical debe tener una carrera mínima de un metro de longitud para hincar los tubos de pared delgada y muestreadores de rotación de manera continua, sin interrupciones que afecten la calidad de la muestra

En la selección de la máquina de perforación; debe tenerse en cuenta que por las características de estas maquinas se distinguen: las diseñadas para la perforación y muestreo de rocas, que no permiten alcanzar la eficiencia y calidad de trabajo que puede obtenerse y las máquinas diseñadas para la exploración de suelos. En cuanto a la bomba, las de cavidad progresiva han demostrado ser adecuadas para la exploración geotécnica, especialmente porque manejan lodos densos de perforación a menor presión.

En la tabla II. 13 se presenta un resumen de las características principales de las máquinas usadas para exploración.

TABLA II. 3 Máquinas perforadoras para geotecnia

Tipo de máquina	Profundidad con barras en m			Peso en ton	Carrera del gato en m	Empuje vertical, en ton	Capacidad del malacate, en ton	Velocidad del malacate en ton	potencia del motor, en ton
	AX	NX	Espiral 6"						
Mobile Drill B61	600	450	90	3.7	1.72	8.8 6.3	3.4	65-350	97
Mobile Drill B40L	152	100	46	3.0	3.7	4.2 3.0	2.5	0-513	97
Mobile Drill B305	50	-	23	1.3	1.73	2.9 3.8	3	58-455	54
Acker MP100	390	300	45	2.2	3.3	8.5 5.2	4.5	43-237	48
Acker MP 50	390	300	45	2.0	1.8	3.2 4.2	4.5	50-335	48
Pendrill PD	137	100	40	2.2	1.8	3.1 3.1	3	60-1100	38
Long year 34	426	266	-	1.1	0.6	3.2 3.2	3	22-1510	30

5.2 BOMBAS DE PERFORACIÓN.

La bomba que se utiliza para inyectar el fluido de perforación puede ser de dos tipos: las de pistón, capaces de manejar agua y lodos de muy baja densidad y las de cavidad progresiva, que manejan desde agua hasta lodos de densidad alta con sólidos de suspensión. Estas últimas son las más recomendables para la exploración geotécnica, porque operan a presiones bajas, gastos altos y con ello reducen el efecto erosivo del chiflón de descarga; tienen la ventaja adicional de que con el lodo se elimina la necesidad de ademe metálico.

En la tabla II.4 se muestran las características principales de las dos bombas más utilizadas en trabajo de exploración.

TABLA II. 4 Bombas de perforación

Marca	Tipo	Gasto máximo en lt / min	Presión máxima, en kg / cm ²	Potencia, en HP	Peso en kg	Opera
Moyno 3L6	Cavidad progresiva	162	16	7.5	250	agua y lodo denso
Royal Bean	Pistón - triple	132	35	7.5	350	agua

5.3 BARRAS Y ADEMES DE PERFORACIÓN.

Se recomienda usar las barras de perforación de diámetro nominal EW para sondeos superficiales y pruebas de veleta; las AW y BW para la operación de muestreadores y la ejecución de pruebas de penetración estándar y las BW y NW para la operación de muestreadores rotatorios; las barras NW no deben utilizarse para la prueba de penetración estándar por su elevado peso. De lo anterior se concluye que las barras BW son las de uso más general en trabajos de exploración geotécnica.

En la fig. II.12 se muestran los dos tipos de barras de perforación que se utilizan: las de pared uniforme corresponden a las barras de menor diámetro EW y AW; y las de pared aligerada (recalcadas) que se utilizan en los diámetros BW y NW. Sus dimensiones y geometría se muestran en la tabla II.5.

Los ademes metálicos recomendables son los de diámetro nominal NW porque permiten el paso del penetrómetro estándar y el HW, que por su diámetro permite el paso de los muestreadores Shelby y Denison.

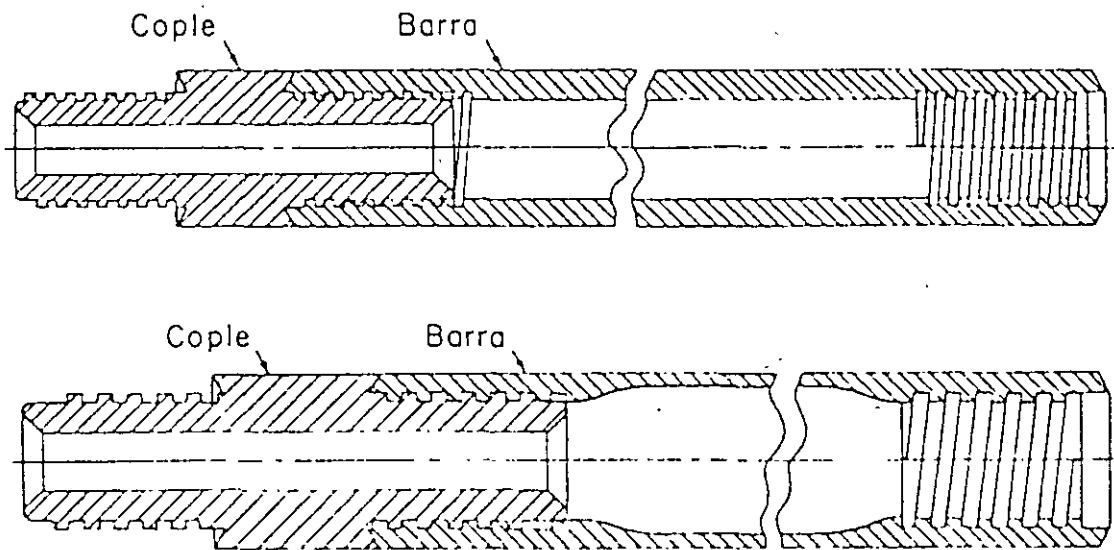


FIG. II.12. Barras de perforación y coples

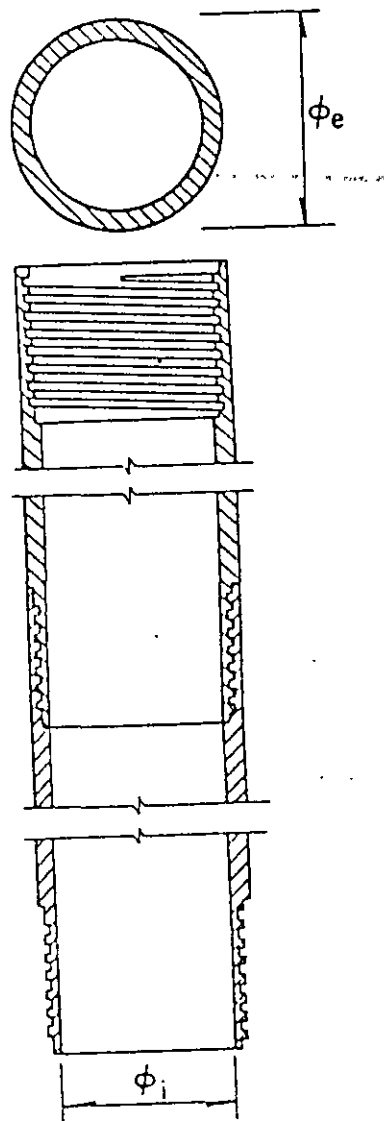


FIG. II.13. Ademes y coples

TABLA II. 5 Medidas de las barras

Barra	P _e		P _i		P _c		Peso kg / 3 m	Cuerdas por pulgada
	pulg	mm	pulg	mm	pulg	mm		
EW	1 3/3	34.9	7/8	22.2	7/16	12.7	14.0	3
AW	1 23/32	44.4	1 7/32	30.9	5/8	19.9	19.9	3
BW	2 1/8	54.0	1 3/4	44.5	3/4	19.0	19.8	3
NW	2 5/8	66.7	2 1/4	57.2	1 3/8	34.9	24.5	3

longitud estándar 3.05 m (10 pies)

P_e diámetro exterior

P_i diámetro interior

P_c diámetro interior del cople

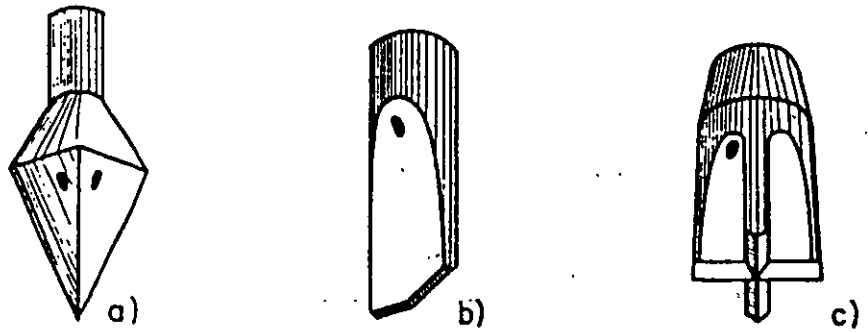
Los ademes metálicos utilizables en exploraciones geotecnicas se muestran en la fig. II.13 y sus dimensiones en la tabla II.6. se observa que sus diámetros interiores de 76 y 101 mm limitan el diámetro de los muestreadores que pueden pasar a través de ellos; por ello en sondeos en que se pretenda utilizar muestreadores de mayor diámetro, queda obligado el uso de lodos de perforación que eliminen la necesidad del ademe metálico.

TABLA II.6 Medidas de los ademes más usuales

Ademe	P _e		P _i		Peso kg / 3 m	Cuerdas por Pulgada
	pulg	mm	pulg.	Mm		
NW	3 1/2	38.9	3	76.2	39.1	4
HW	4 1/2	114.3	4	101.6	51.3	4

P_e diámetro exterior

P_i diámetro interior



Trépanos de percusión

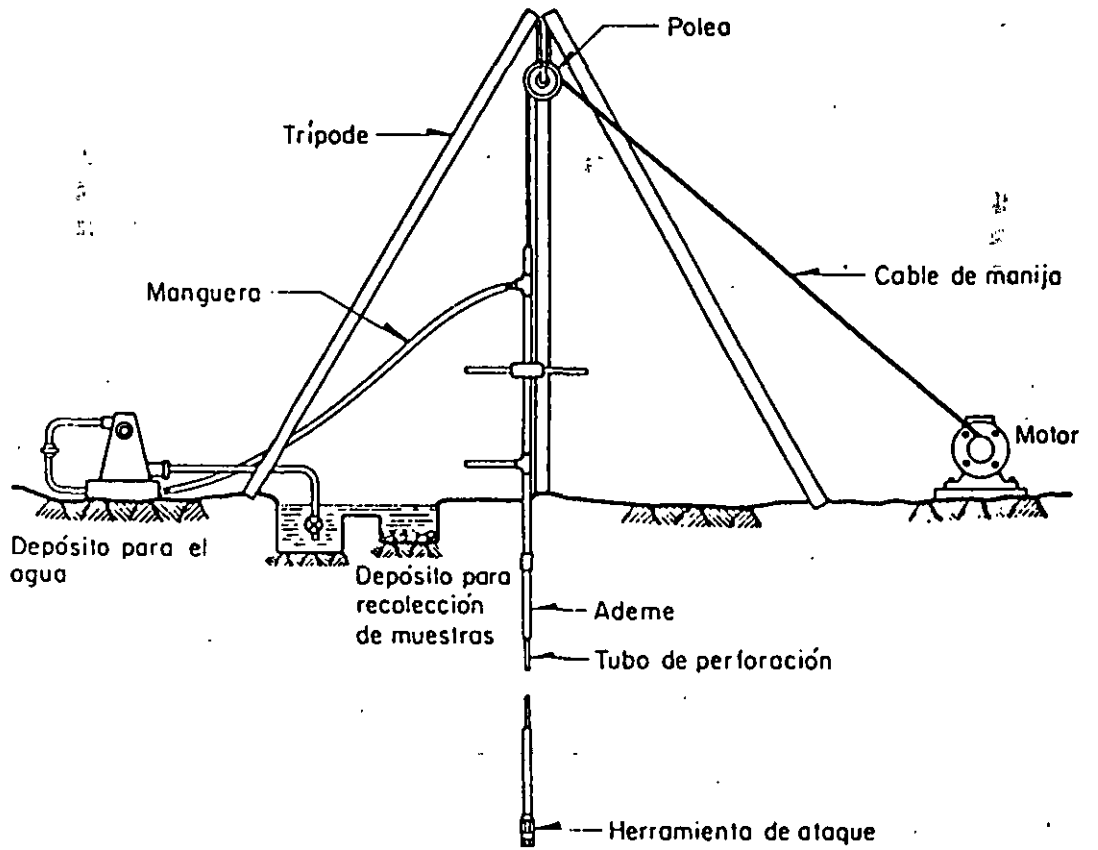


FIG.II.14. Perforación por lavado.

6. TÉCNICAS DE PERFORACIÓN.

Para introducir los muestreadores a la profundidad que interesa obtener muestras alteradas o inalteradas, se deben realizar perforaciones de acceso, salvo que utilicen muestreadores Denison o Pitcher de una manera continua y aún en ese caso conviene abocardar la perforación a un diámetro mayor. El diámetro máximo de perforación para sondeos de exploración es de 15 cm y el mínimo aquel en que pueda penetrar libremente el muestreador que se utilice.

Las técnicas aplicables para realizar estas perforaciones se presentan en la tabla I.1 en la misma que se observa que en la elección de la técnica influye: el tipo de suelo, la posición del nivel freático y la profundidad que debe alcanzar el sondeo.

TABLA I. 1 Técnicas recomendables de perforación

Técnica		Suelo en que se aplica	Observaciones
Pozos a cielo abierto		todos	Aplicables solo en sondeos someros
Lavado con agua o lodo		Cohesivos blandos y arenas con poca grava	Aplicable abajo del nivel freático
Rotación	Con agua o lodo	Todos	Aplicable abajo del nivel freático
	En seco	Todos	Aplicable arriba y abajo del nivel freático

6.1 POZOS A CIELO ABIERTO, CORTES Y ZANJAS.

Son las excavaciones de acceso a la zona de la que interesa extraer muestras inalteradas y que además permiten observar la estratigrafía y materiales del sitio. En caso de recurrir a los pozos a cielo abierto, se limita su aplicación a pozos someros de profundidad no mayor a 10 m, excavándolos en sección cuadrada de 1.5 m de lado. Los cortes son poco utilizados, porque requieren mover volúmenes grandes de material. Finalmente, las zanjas quedan limitadas a problemas cuya influencia sea superficial.

Los pozos a cielo abierto excavados en materiales poco estables, deberán ademarse con marcos estructurales de madera y cuando se excaven más abajo del nivel freático del sitio deberá instalarse un sistema de bombeo para extraer el agua.

Esta técnica puede aplicarse a todos los tipos de suelos, aunque resulta más eficiente en suelos cohesivos y presenta mayores dificultades en los granulares.

EQUIPO.

Las excavaciones podrán realizarse utilizando herramientas de mano como: palas, picos y barretas; para sacar el material de los pozos se utiliza un bote con cable de manila que se jala manualmente o con un pequeño malacate. Se pueden hacer los pozos con máquinas rotatorias capaces de hacer perforaciones de 0.8 a 1.0 m de diámetro; en cuanto a las zanjas, hacerla con máquinas retroexcavadoras resulta eficiente. Si los pozos a cielo abierto requieren de ademe, lo más adecuado es hacerlo con marcos de madera.

OPERACIÓN.

El procedimiento para realizar las excavaciones es el del dominio general y por ello no se describirá. En cuanto al ademado de pozos a cielo abierto se hará como se muestra en la fig. III 17 y si se considera conveniente analizar se puede hacer el cálculo estructural con las distribuciones de esfuerzo de la fig. II. 18.

En pozos excavados en arcilla se puede alcanzar una profundidad Z_{MAX} sin necesidad de ademar sus paredes, donde:

$$Z_{MAX} = \frac{4C}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

donde:

- Z_{MAX} profundidad que se puede excavar sin ademe, en (cm)
- C cohesión del suelo, en (kg/cm²)
- γ peso volumétrico del suelo, (kg/cm³)
- K_a coeficiente de empuje activo ($K_a \cong 1$)

6. 2 MÉTODO DE LAVADO.

La perforación se hace con un trépano o cincel de percusión que simultáneamente con los impactos inyecta un fluido de perforación que erosiona y arrastra a la superficie el material cortado.

Esta técnica es aplicable a suelos cohesivos blandos y suelos granulares de compacidad media con bajo contenido de gravas localizados abajo del nivel freático. Es un método poco eficiente, pero la sencillez y economía del equipo lo hacen muy útil.

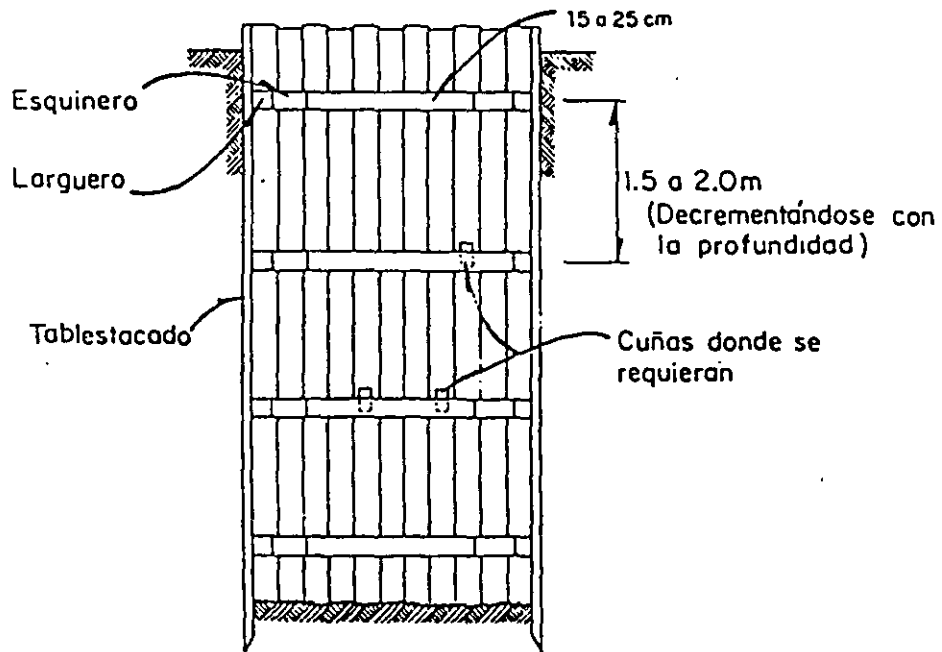
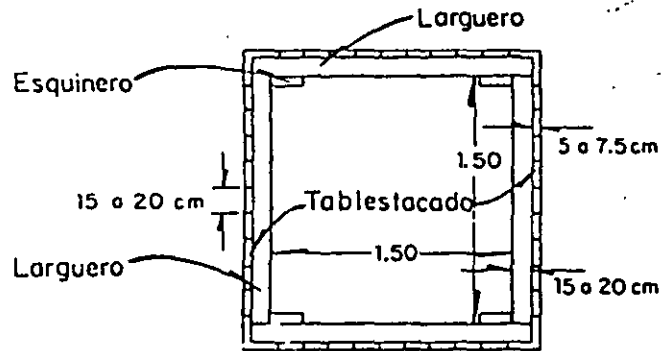
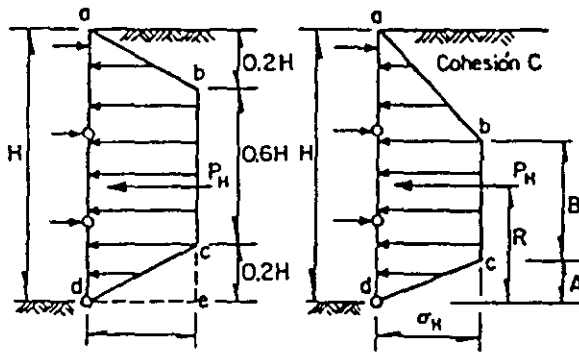


FIG.III.17. Ademado para un pozo a cielo abierto



EXCAVACION EN ARCILLA

a,b,c,d es la distribución de presión.

La forma del diagrama y la magnitud de las presiones dependen del número de estabilidad $N_0 = \gamma H / C$

EXCAVACION EN ARENA

a,b,c,d distribución de presión en arena densa

$P_H = (0.64) K_A \gamma H^2 \cos \delta$, actuando a $0.5 H$ de la base del corte

a,b,d,e distribución de presión en arena suelta

$P = (0.72) K \gamma H \cos \delta$, actuando a $0.48 H$ de la base del corte

	$2 < N_0 < 5$	$5 < N_0 < 10$	$10 < N_0 < 20$	$20 < N_0$
P_H	$0.76 H \gamma H$	$0.76 H \gamma H$	$(2 - 0.05 N_0) \gamma H^2$	$5 H \gamma H$
δ'	$\gamma H - 1.5(1 + N_0) C$	$\gamma H - 4 C$	$\gamma H (5 - 4 N_0) C$	γH
A	$0.15 H$	$0.15 H$	$(3 - 0.015 N_0) H$	0
B	$0.55 H$	$0.55 H$	$(1.1 - 0.55 N_0) H$	0
C	$0.46 H$	$0.46 H$	$0.38 H$	$0.33 H$

FIG.III.18. Distribución de presiones debidas a excavaciones en arcillas y arena

EQUIPO.

El equipo necesario para esta técnica de perforación (fig. III.14) consiste de un malacate de fricción para cable de manila de 500 kg., una bomba para agua o lodo de 45 lt/min. de gasto a 5 kg/cm² de presión con accesorios, tripié con polea, barras y trepanos de perforación y ademe metálico (opcional).

OPERACIÓN.

La operación consiste en levantar la columna de barras, con el trépano en la punta, de 0.5 a 1 m y dejarla caer libremente con una frecuencia de hasta 60.

6. 3 PERFORACIÓN A ROTACIÓN CON AGUA O LODO.

Esta técnica consiste en cortar el suelo con una broca que penetra a rotación y presión, inyectando simultáneamente agua o lodo para enfriar a la broca y arrastrar el material cortado hasta la superficie.

Se puede recurrir a la perforación a rotación abajo del nivel freático, en casi todos los suelos; en suelos granulares seguramente se requerirá ademe metálico para estabilizar las paredes de la perforación, salvo que se opere con lodo de viscosidad y densidad adecuadas para estabilizar el sondeo. Arriba del nivel freático podrá operarse con lodo si se demuestra que la contaminación que induce al suelo es aceptable.

EQUIPO.

El equipo necesario para esta técnica de perforación (fig. II.15) consiste de una perforadora rotatoria con sistema hidráulica de carga con potencia mínima de 30 HP, una bomba para el manejo de lodo de perforación de 100 lt/min. de capacidad y herramientas como brocas tipo Drag y Tricónicas (fig. II.16) de 7 a 10 cm de diámetro, además de barras de perforación.

OPERACIÓN.

Esta técnica se aplica con mayor frecuencia utilizando lodos de perforación, por lo que el personal de campo debe estar familiarizado con los detalles de preparación y control de los mismos; conviene utilizar lodos con densidad entre 1.05 y 1.3 kg./lt y viscosidades entre 30 y 90 seg. medidas con el cono Marsh.. En cuanto a la presión que se aplica a la broca, puede ser hasta de 3 ton con velocidades de rotación de 200 a 500 r.p.m. Durante la perforación el operador debe mantenerse vigilante de la velocidad de penetración y de los materiales que salen con la corriente de lodo, porque fácilmente puede penetrar estratos blandos significativamente sin advertirlos. La profundidad máxima que puede alcanzarse con esta técnica limitada.

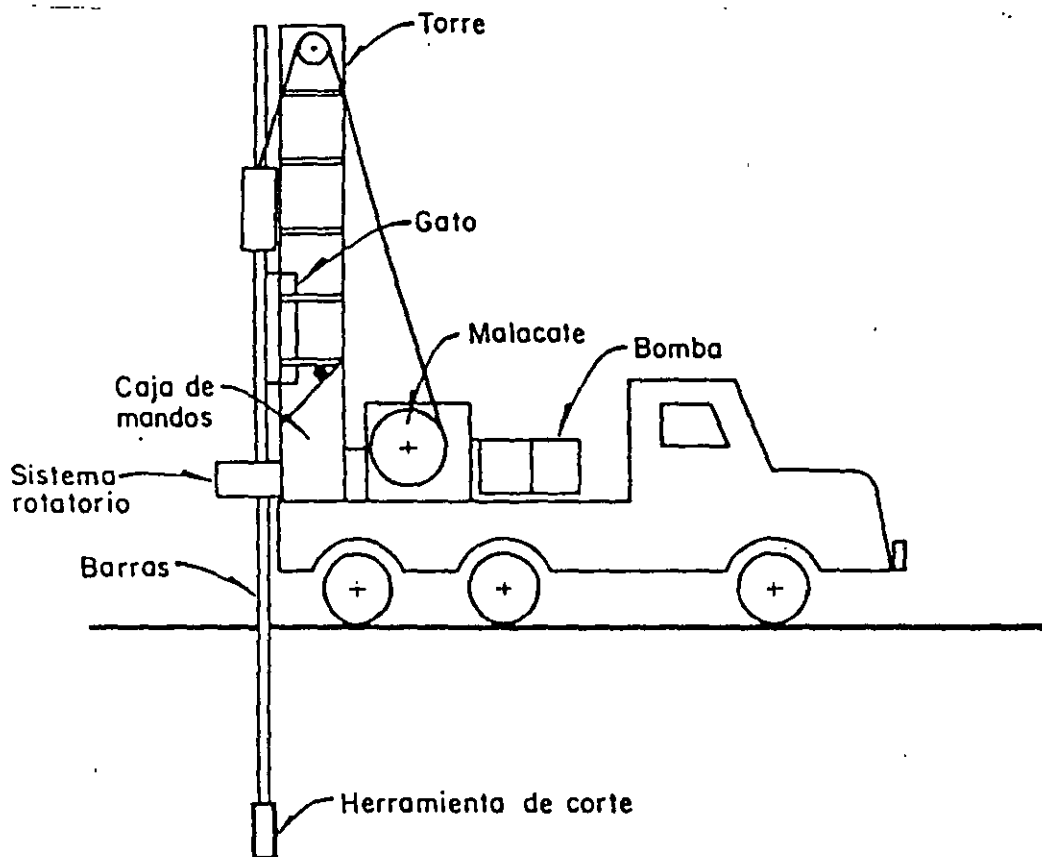
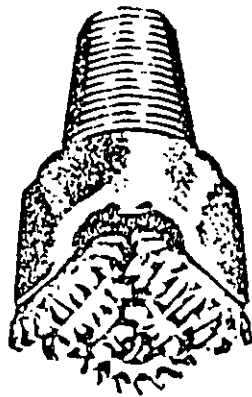
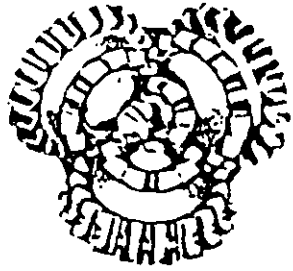
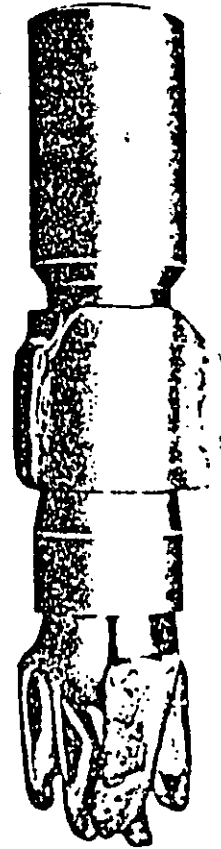


FIG.11.15. Equipo de perforación a rotación

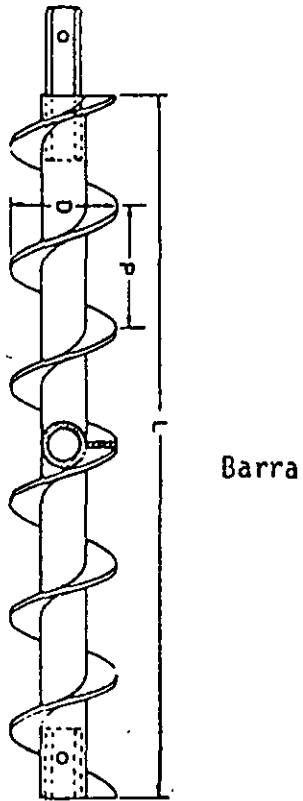


Broca tricónica

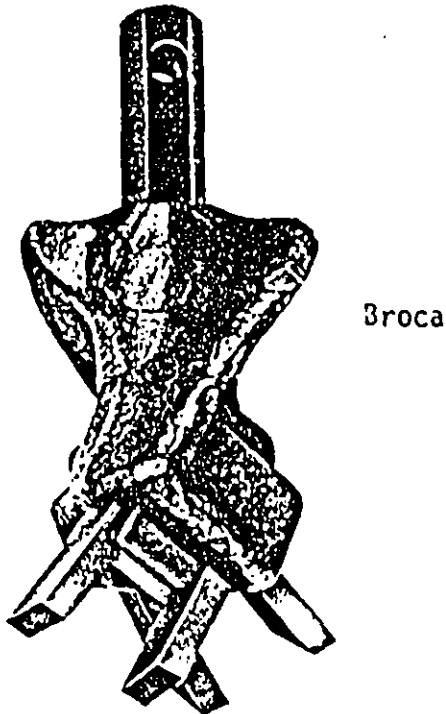


Broca Drag

FIG.II.16. Brocas para perforación a rotación

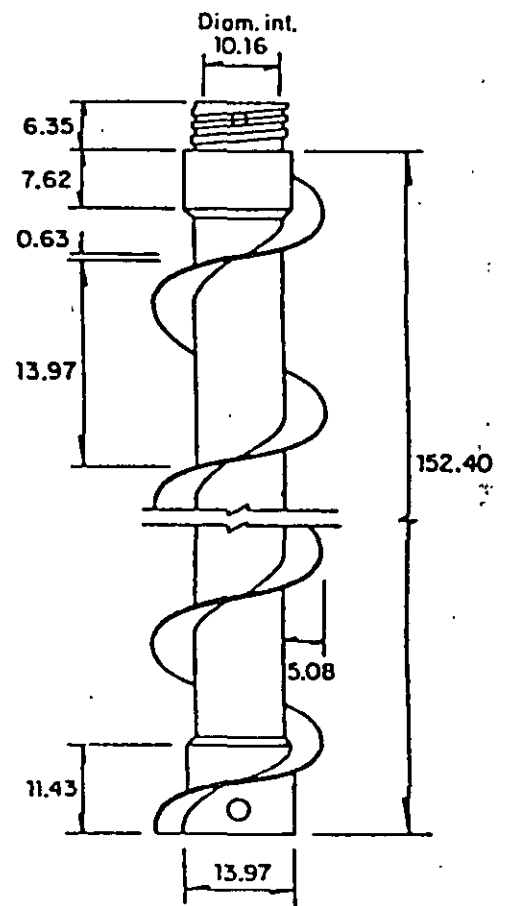


Barra



Broca

FIG.II.17. Barra y broca helicoidal



Acolaciones en cm

FIG.II.18. Ademe helicoidal

6.4 PERFORACIÓN EN SECO.

Esta técnica se ha desarrollado fundamentalmente para la exploración geotécnica, utiliza barras con una helicoide lateral que transporta a la superficie y en seco el material que corta con la broca.

La perforación en seco es la técnica más recomendable para realizar sondeos arriba del nivel freático, porque no altera el contenido de agua del suelo; abajo del nivel freático es también recomendable porque alcanza mayor eficiencia que los métodos antes descritos. Se puede aplicar en casi todos los suelos, a condición de que la perforadora tenga la potencia necesaria para introducir la broca y que la perforación sea estable; es caso de que no lo sea, se debe utilizar ademe espiral.

EQUIPO.

Para esta técnica se requiere contar con una perforadora rotatoria con potencia mínima de 50 HP y mecanismo hidráulico con carrera mínima de 1.5 m. Las barras helicoidales (fig.II.17) son de 10 ó 15 cm de diámetro y se manejan en tramos de 1.5 m de longitud que se unen con pernos de presión que transmiten la rotación en cualquier sentido. La broca de corte consiste simplemente en un conjunto de buriles de carburo de tungsteno que continúan el plano de la helicoide.

El ademe helicoide se muestra en la fig. II. 18, su diámetro interior más usual es de 10 cm, en tramos de 1.5 m de longitud que se enroscan entre si y levan un perno lateral que permite girar esta herramienta en cualquier sentido. En la figura II.18 no se muestran las barras centrales con el tapón obturador para el avance sin muestreo.

La perforación con barras helicoidales básicamente consiste en introducir las a una velocidad de rotación del orden de 50 r.p.m. para que saquen a la superficie el material cortado. Una vez que se alcanza la profundidad necesaria se saca lentamente la columna, porque puede ejercerse succión que aflojaría el material de fondo. En el caso de que la perforación sea inestable es conveniente enjarrar lodo en las paredes de la perforación introduciéndolo desde la superficie. La profundidad máxima que se puede alcanzar con esta técnica es del orden de 30 m.

La perforación en seco con ademe helicoidal es probablemente la técnica más eficiente en la exploración geotécnica; consiste en introducir el ademe con el tapón central que obtura su extremo, como se muestra en la fig. III.19.a; a continuación se retira el tapón con las barras centrales y queda libre el extremo fig.III.19.b, para permitir que se introduzca el muestreador con que se obtengan las muestras, fig.III.19.c. enseguida se vuelve a colocar el tapón obturador y continua la perforación.

Esta técnica limita el diámetro del muestreador con que se puede operar, salvo que se utilicen ademes de 15 cm de diámetro interior para lo cual se requieren máquinas con potencia de por lo menos 50 HP.

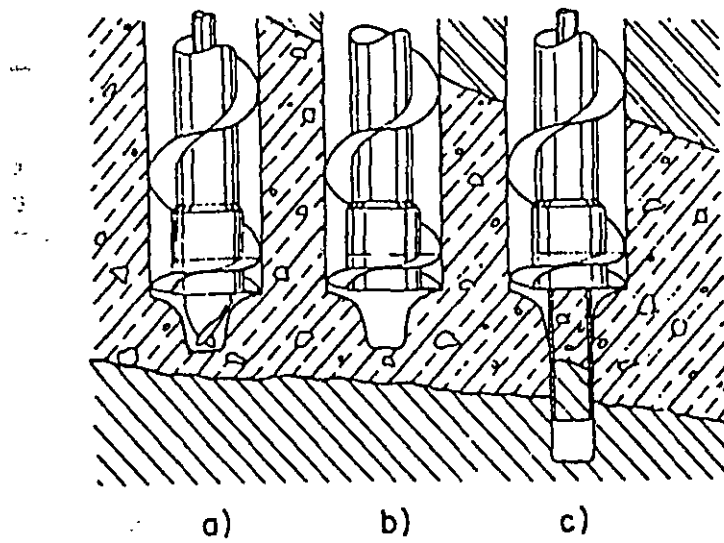
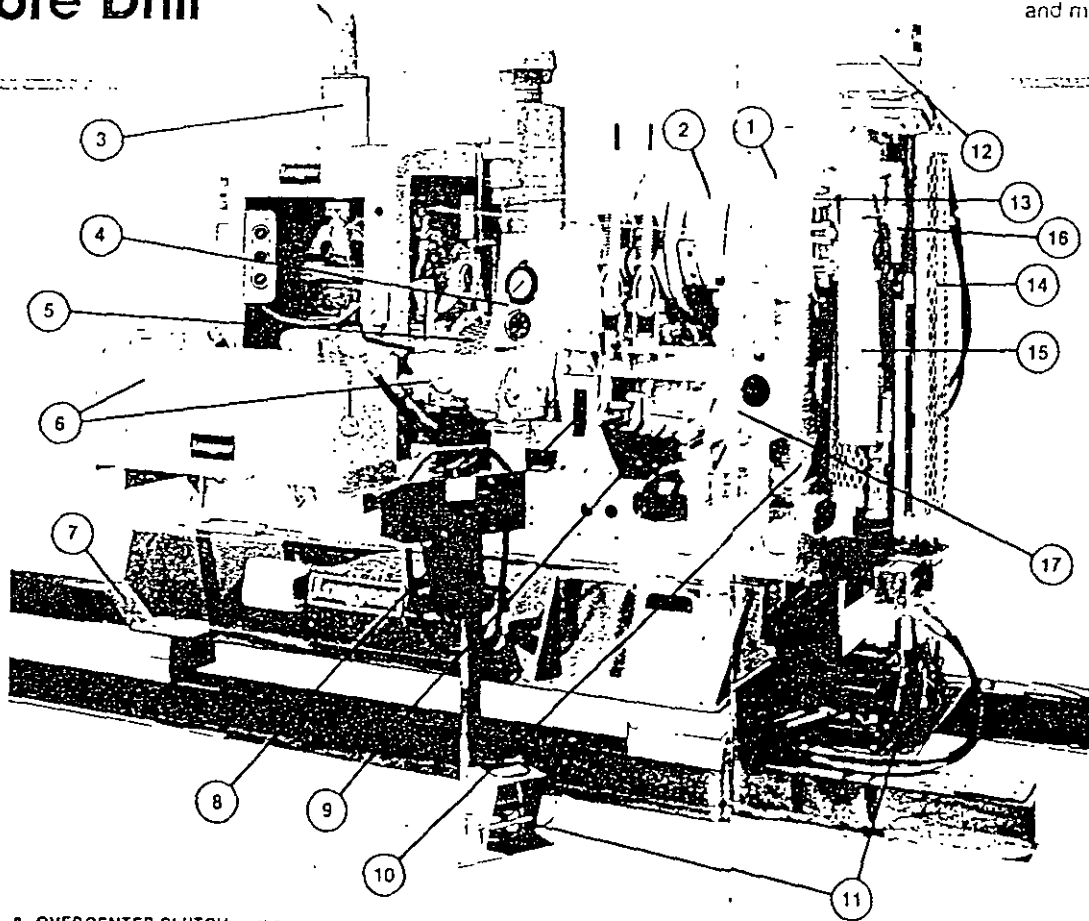


FIG.III.19. Operación del ademe helicoidal

The Longyear 44 Diamond Core Drill

Reliable, Efficient, Versatile

Continuing improvements to the standard drill — including ball bearing hoist assembly, larger hydraulic system, more accessible controls and many others — make the best diamond core drill even better.



1. MAIN HOUSING — strengthened with thicker walls, increased shaft supports, added internal bracing and improved oil sealing.

2. PLANETARY GEAR HOIST — fully supported by ball bearings for extended life and for smooth and efficient operation during all hoisting and lowering (ast's). The clutch and brake provide complete control without utilizing the main power clutch.

3. PRIME MOVER — select the prime mover necessary to meet your drilling requirements. Modular design provides you with a choice of dependable diesel power units. Gasoline, air, or electric power units and special diesel power units for high altitude service (above 10,000 ft (3000 m)) are available on special order. Stub shaft units are also available if you wish to supply your own power unit.

4. INSTRUMENTATION (OPTIONAL) — gives visual information on drill string rpm and bit weight. (See page 7 for details.)

5. FLEXIBLE COUPLING — compensates for minor misalignment and cushions shocks imposed by drilling. Protected by a metal guard.

6. HIGH CAPACITY HYDRAULIC SYSTEM — features a variable volume, pressure compensated axial piston pump which delivers exactly the amount of oil required at the pre-determined pressure setting. Also includes a large reservoir externally located for efficient heat dissipation, efficient filtration and amply sized piping. (See page 6 for details.)

7. SKID — welded structural steel construction provides long life under severe operating conditions. Modular design permits easy transfer of drill from skid to truck or trailer mount and vice versa.

8. OVERCENTER CLUTCH — the overcenter clutch may be disengaged for long periods of time while the power unit is running without creating undue heating or wear.

9. FOUR SPEED TRANSMISSION — SYNCHRO-MESH — 4 forward speeds. Also includes reverse which is intentionally difficult to engage because use of reverse is not recommended.

10. OIL BATH LUBRICATION SYSTEM — a reliable, self-lubricating system for the gear train. Points requiring manual lubrication are easily accessible. Three Spool 4-Way Hydraulic Valve — valve is mounted externally within a hinged bracket for easy access and operator convenience. Includes fittings for connecting Automatic Pre-Torque and Break Out Tool.

11. AUTOMATIC PRE-TORQUE AND BREAK OUT TOOL (OPTIONAL) — takes over the backbreaking task of unthreading tight rod joints. Also pre-torques rods to pre-determined values when lowering the drill string back into the hole. (See page 9 for details.)

12. AUTOMATIC CHUCK (OPTIONAL) — eliminates manual chucking operation to increase drilling efficiency and operator safety. Reduces vibrations and increases drilling performance.

13. QUICK-CHANGE HINGE PLATE — features bevel pinion and bearing mounting design which allows simple and fast removal — no need to remove or disassemble the entire hinge plate. Provides substantial time and labor savings when maintenance or replacement becomes necessary.

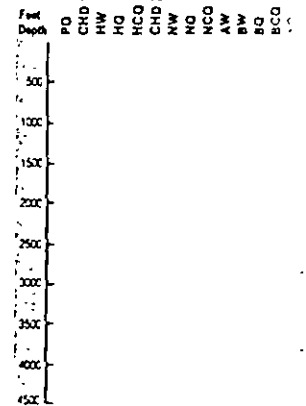
14. SAFETY HEADGUARDS — designed to improve drill crew safety. Safety headguards may be ordered factory installed on new drills or in kit form for field installation on existing Longyear rigs. (Standard in USA, optional elsewhere.)

15. HYDRAULIC SWIVEL HEAD — incorporates twin 4 in (102 mm) ID cylinders widely spaced for extra stability with a full 24 in (610 mm) stroke. Hexagonal drive rod features a 3/4 in (98 mm) ID suitable for passing HQ/HCO and CHD 101 wireline rods, HW rods and NW casing. The swivel frame is made of cast steel for extra strength to withstand the severe stresses imposed by drilling. Full 360° drilling angle range for surface and underground applications.

16. FAST RETURN VALVE — permits the operator to return the head to top stroke without disturbing the feed valve setting and in much less time than was previously possible. (See page 7 for details.)

17. FINE FEED CONTROL — the needle valve allows precise control of bit weight and feed rate and is located next to the main control valves for the operator's convenience.

Drilling Depth Guidelines



Drill Rod	Feet	Meter
AW	3100	94
AO	4350	133
BW	3200	97
BO	3400	103
BCO	3950	120
NW	2500	76
NO	2650	81
NCO	3070	93
CHD 76	2400	73
HW	1600	49
HO	1750	53
HCO	2350	71
CHD 101	1550	47
PO	1300	39

*Based on vertical, straight, clean, fluid-filled holes. Actual hole depths depend on type of mast used, equipment condition, in-hole conditions, drilling techniques and lines.

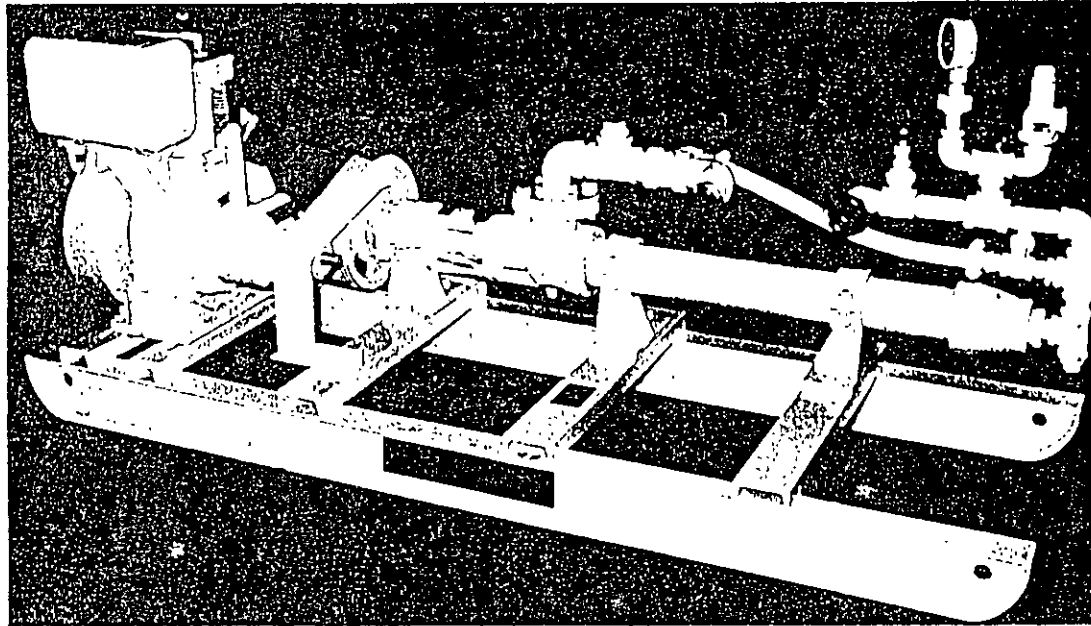
acker PUMPING STATIONS

ACKER MOYNO PUMPING STATIONS SINGLE AND MULTI SPEED MODELS

For pumping water, mud and cement grout fluids.

PUMP FEATURES

- Positive Displacement
- Automatic Pressure Relief Valve
- Rubber Lined and Stainless Steel Rotor
- By-pass and Control Valves (Option)
- Rugged Service all Steel Drag Skid Base



ACKER MOYNO PUMPING STATIONS
SINGLE AND MULTI SPEED MODELS
FOR DIAMOND CORE DRILLING

SINGLE SPEED ACKER MODELS - POSITIVE DISPLACEMENT

TRANSMISSION MODEL

SPECIFICATIONS	APS 4-17		APS 5-9		APS 6-44		APS 7-27		APS 7T-27	
	inch	mm	inch	mm	inch	mm	inch	mm	inch	mm
MOUNTING	Skid		Skid		Skid		Skid		Skid	
HORSEPOWER	7.0		6.8		11.2		11.2		14.4	
COOLING	Air		Air		Air		Air		Air	
POWER	Gasoline		Gasoline		Gasoline		Gasoline		Gasoline	
STARTING	Hand		Hand		Hand		Hand		Hand	
MAX. PSI	150		225		150		225		225	
MAX. kg/cm ²	10.5		15.8		10.5		15.8		15.8	
SPEEDS	Constant		Constant		Constant		Constant		1-2-3-4 Speeds	
GPM	17.5		9.0		44.0		27.5		4.3-8.9-16.3-27.5	
LITERS/MIN.	65.9		33.9		165.8		101.8		16.2-33.5-61.4-103.6	
PUMP TYPE	2L4		3L4		2L6		3L6		3L6	
SUCTION	1-1/2 inch		1-1/2 inch		2 inch		2 inch		2 inch	
DISCHARGE	1 inch		1 inch		1-1/2 inch		1-1/2 inch		1-1/2 inch	
RELIEF VALVE	Adjustable		Adjustable		Adjustable		Adjustable		Adjustable	
PRESSURE GAUGE	0 to 500 PSI		0 to 500 PSI		0 to 500 PSI		0 to 500 PSI		0 to 500 PSI	
CLUTCH	Built-in		Built-in		Built-in		Built-in		Built-in	
V-BELT DRIVE	Multiple		Multiple		Multiple		Multiple		Multiple	
BY-PASS PIPING	Optional		Optional		Optional		Optional		Optional	
EST. DIMENSIONS	inch	mm	inch	mm	inch	mm	inch	mm	inch	mm
LENGTH	50	1270	70	1778	85	2159	87	2209	96	2438.4
WIDTH	26	660.4	27	685.8	30	762	30	762	30	762.0
HEIGHT	17	431.8	17	431.8	33	838	33	838	33	838.2
EST. SHIPPING WEIGHT	lbs.	kg.	lbs.	kg.	lbs.	kg.	lbs.	kg.	lbs.	kg.
NET WEIGHT	300	136	350	158.5	745	337.4	770	348.8	945	428.0
GROSS WEIGHT	380	172	420	190.2	845	382.7	870	394.1	1045	473.3
CUBE FOR EXPORT										
CU. FT. - CU METER	12.7	3.6	18.0	5.2	48.6	13.7	49.9	14.0	55.0	15.5



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO
DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MODULO II “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.”

CLAVE CA-026

TEMA

PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO
DEL 3 AL 7 DE MAYO

EXPOSITOR: ING. HUGO S. HAAZ MORA
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DE 2004

7.1 ELEMENTOS TEÓRICOS DE ESTADOS DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN

7.1.1 ESTADO DE ESFUERZO

El estado de esfuerzo en un punto de un medio continuo, se puede representar, por medio de un cubo diferencial (en el caso de análisis tridimensional), o por medio de un cuadrado diferencial (en el caso de análisis plano). En este tipo de representaciones, se ha descompuesto al vector esfuerzo (en sus componentes normal y cortante(s)), que actúa en dirección de cada uno de los ejes del sistema de referencia.

Al vector esfuerzo se le define como :

$$\vec{S} = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\vec{\Delta F}}{\Delta A} = \frac{d\vec{F}}{dA}$$

Otra forma de definirlo, pero ahora orientado respecto a un sistema de referencia cartesiano, y actuando en un plano normal a un eje del sistema de referencia, es :

para el plano en dirección X:

→

$$\vec{S}_x = \sigma_x i + \tau_{xy} j + \tau_{xz} k$$

para el plano en dirección Y:

→

$$\vec{S}_y = \tau_{yx} i + \sigma_y j + \tau_{yz} k$$

para el plano en dirección Z:

→

$$\vec{S}_z = \tau_{zx} i + \tau_{zy} j + \sigma_z k$$

Observe que las componentes de los vectores son los esfuerzos orientados, para cada una de las caras del cubo diferencial mostrado en la figura 7.1.2.

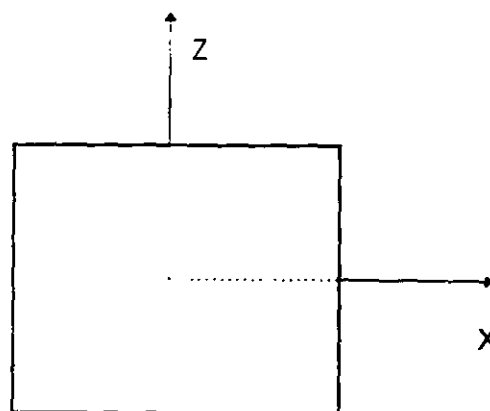
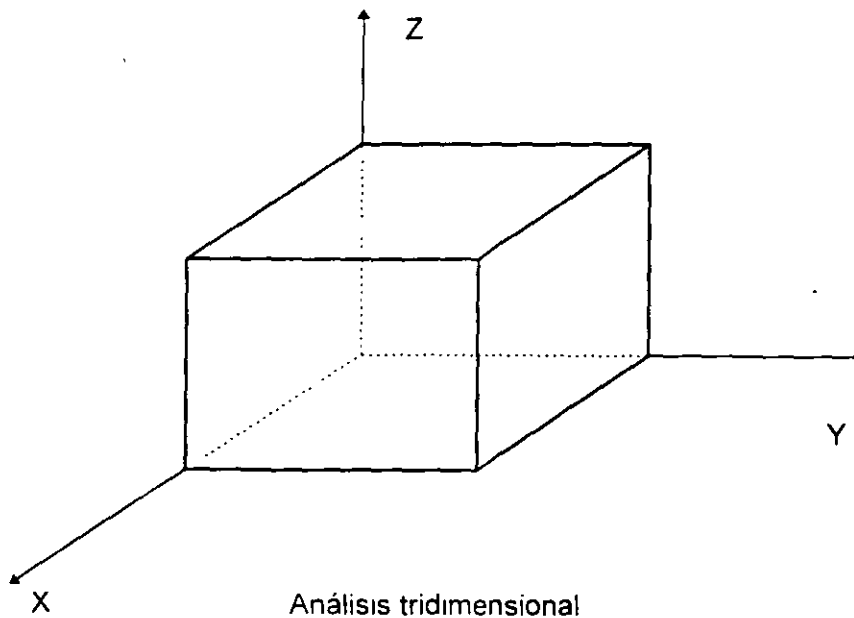
La convención de signos de los esfuerzos representados en un cubo diferencial o un cuadrado diferencial, que representen a los esfuerzos actuantes en un punto, es diferente para la ingeniería estructural, que para Mecánica de Suelos. La convención que se usará en este curso, será la de Mecánica de Suelos.

CONVENCIÓN DE SIGNOS DE ESFUERZOS.

Antes de definir la convención de signos de los esfuerzos, se debe definir a que se le llama cara positiva.

DEFINICIÓN: Se define como caras positivas, a aquellas por donde saldrían los ejes del sistema de referencia, si se sitúa el origen de éste en el centro del elemento diferencial. Observe la figura 7.1.1.

Se conviene considerar como esfuerzos con signo positivo, a aquellos que actuando en cara positiva, se representen en el elemento diferencial, con sentido opuesto al sentido de su eje paralelo del sistemas de referencia. Vea la figura 7.1.2 .



Análisis Plano
Fig. 7.1.1 Caras Positivas

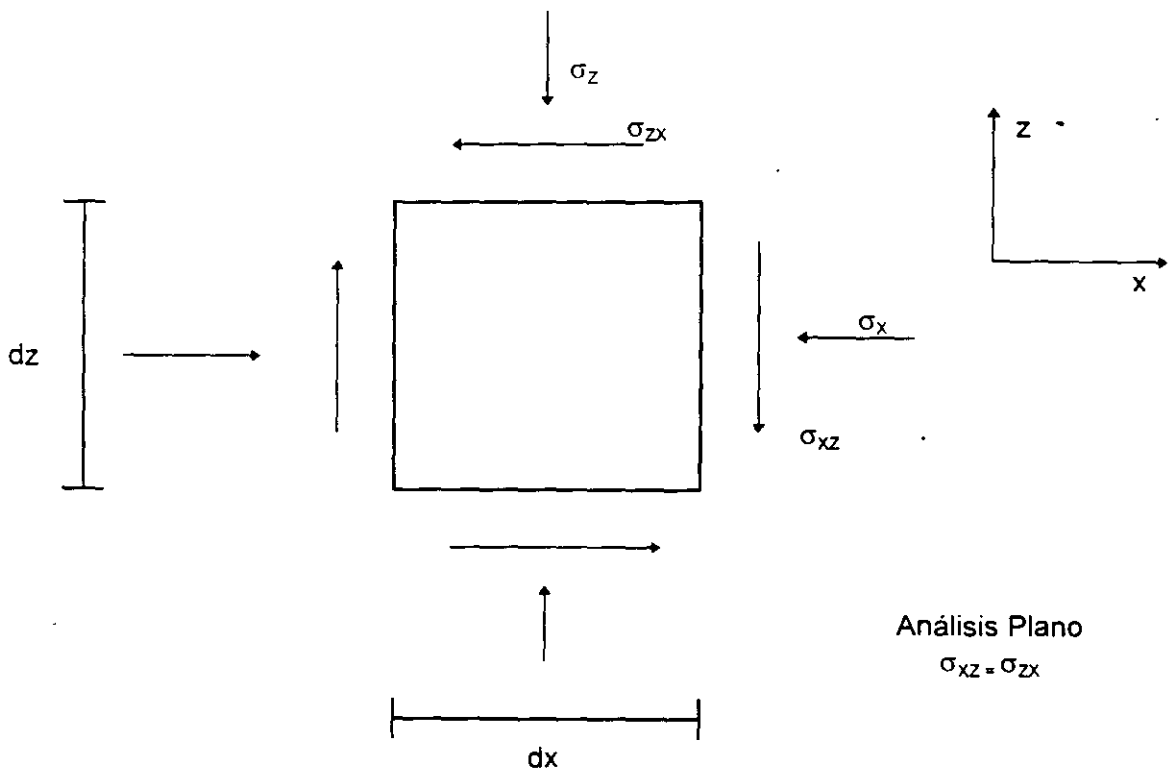
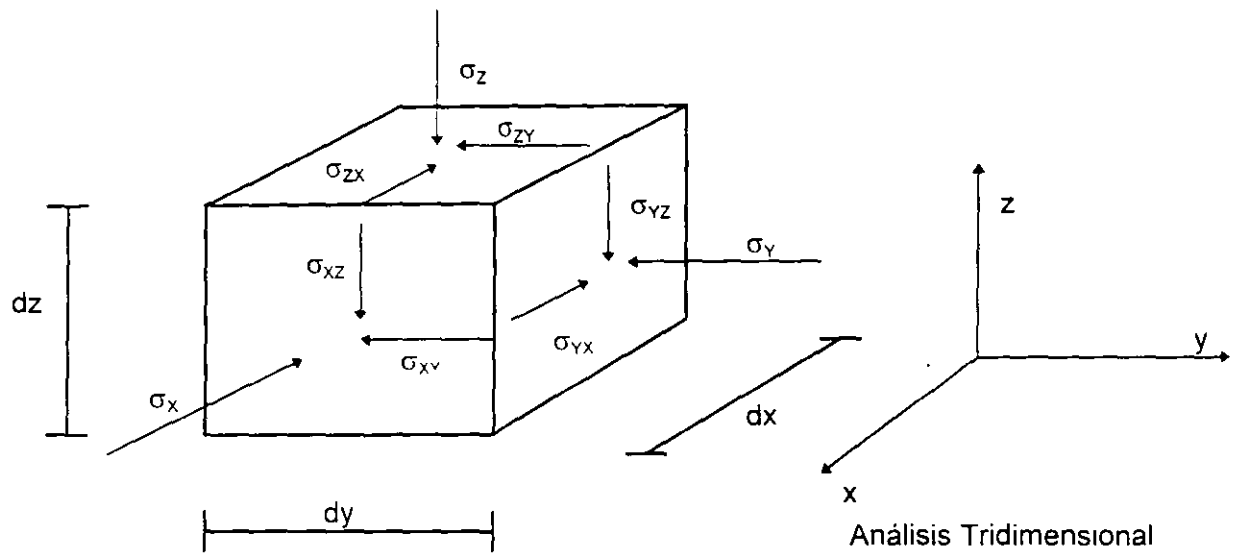


Fig. 7.1.2 Esfuerzos positivos en Mecánica de Suelos

TENSOR ESFUERZO.

En una forma no estricta, definiremos como tensor, a una matriz que tiene ciertas propiedades (que por falta de tiempo no las veremos), en la cual se acomodan en forma de columna, a los vectores esfuerzo, referidos a un sistema de referencia. Al tensor esfuerzo se le define por una T .

En análisis tridimensional: $T = \begin{bmatrix} \bar{s}_x & \bar{s}_y & \bar{s}_z \end{bmatrix}$

$$T = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

En análisis plano de esfuerzos: $T = \begin{bmatrix} \bar{s}_x & \bar{s}_z \end{bmatrix}$

$$T = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{zx} \\ \tau_{xz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

Los esfuerzos mostrados en los elementos diferenciales de la figura 7.1.2, forman tensores, donde todos los elementos tienen signo positivo. Los tensores tienen utilidad para analizar esfuerzos, por medio de métodos gráficos o analíticos.

En este curso sólo usaremos el análisis plano de esfuerzos, ya que las pruebas de laboratorio que veremos, se pueden estudiar desde este punto de vista. En la figura 7.1.3, se muestra la representación gráfica de Mohr, donde se cumple que todos los esfuerzos sean de compresión (en Mecánica de Suelos se acepta que los suelos no resisten tensión), y con diferente valor. Esta condición cumple con:

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 > 0$$

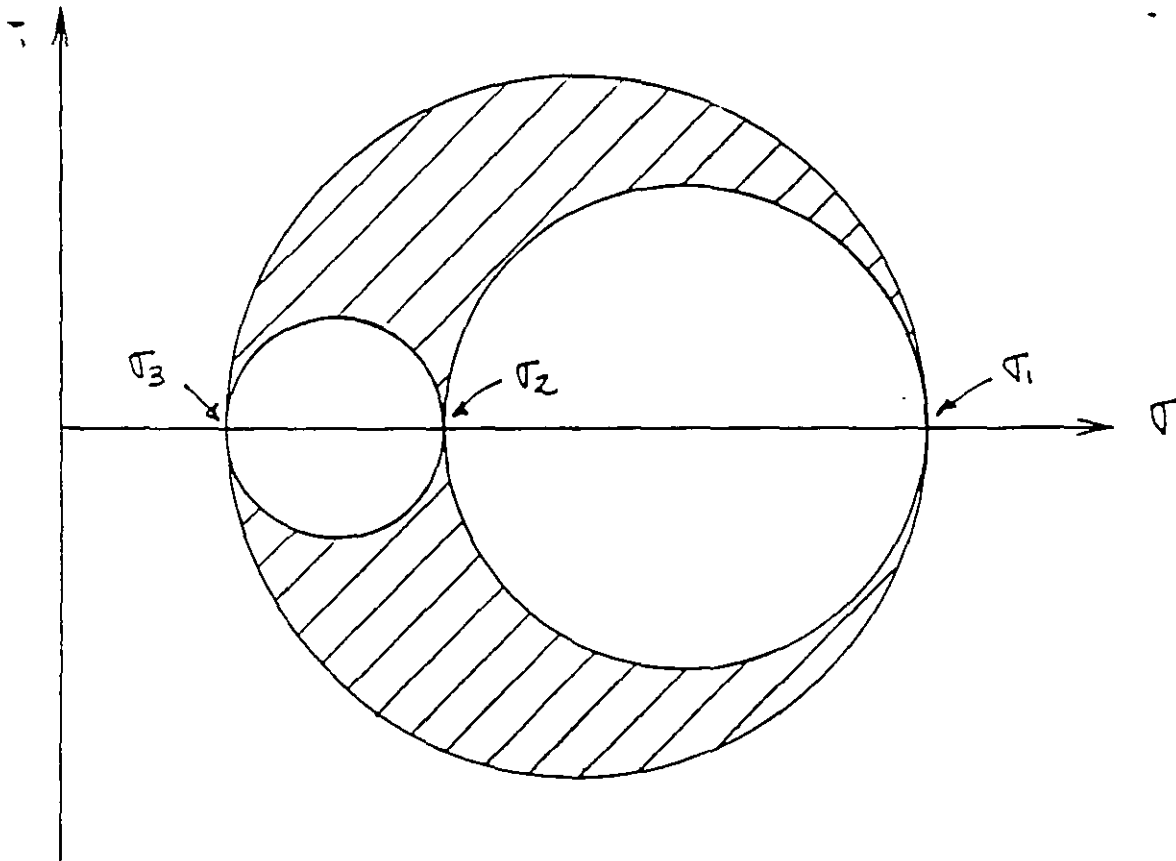
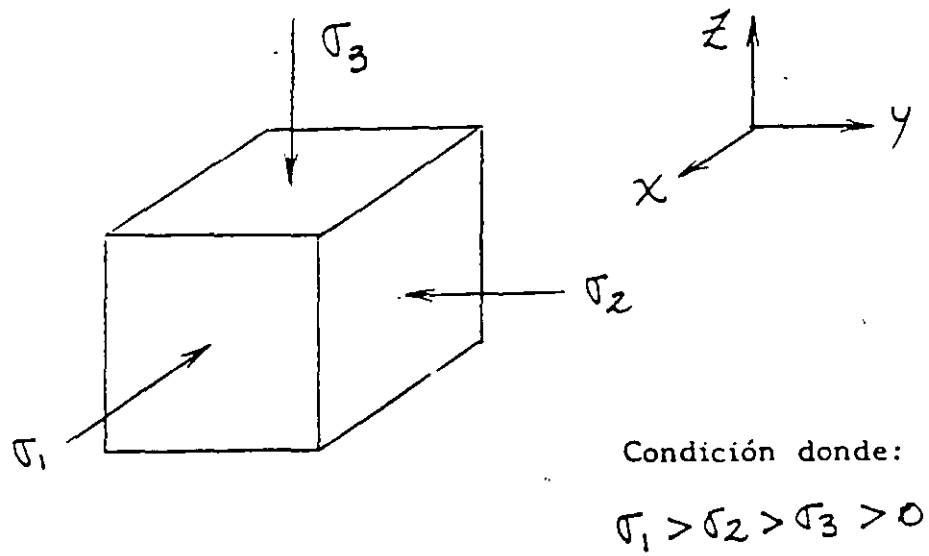


Fig. 7.1.3 Representación tridimensional de Mohr, para la condición mostrada

REPRESENTACIÓN DE MOHR EN ANÁLISIS PLANO DE ESFUERZOS.

La representación de Mohr, para el análisis plano de esfuerzos, se puede hacer con un solo círculo de Mohr, y puede representar al estado de esfuerzos tridimensional perfecto, si cumple que.

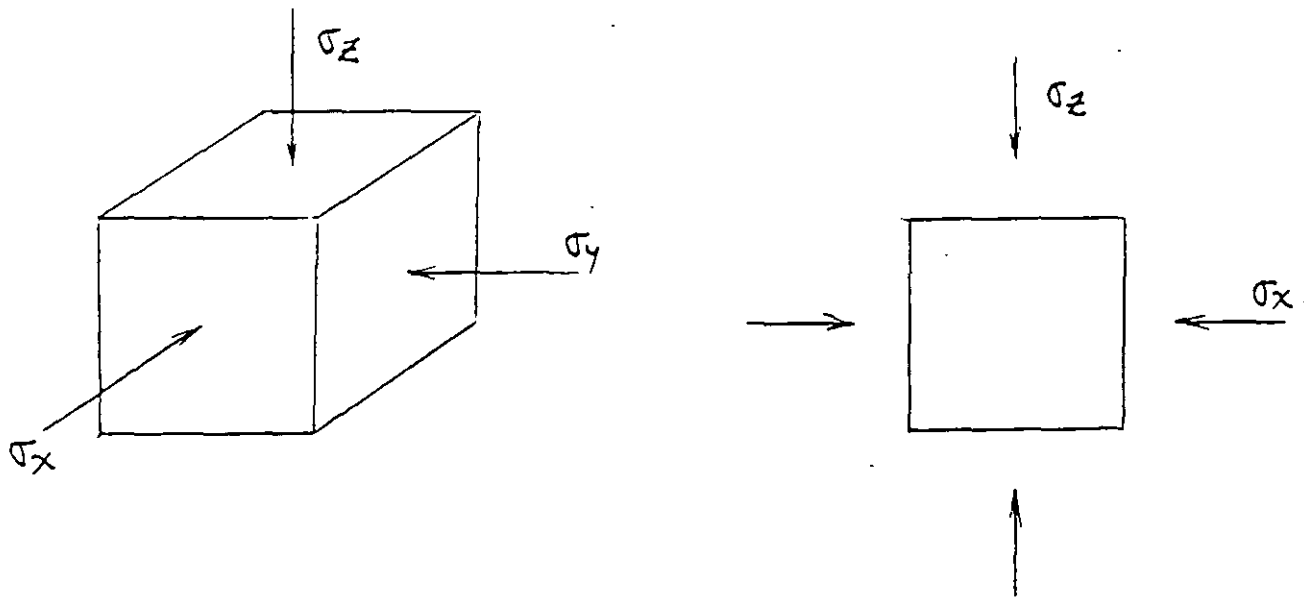
$$\begin{aligned} & \sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 \\ \text{o} & \sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3 \end{aligned}$$

En la gráfica de la figura 7.1.4, se cumple que:

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 > 0$$

En cualquier otro caso de análisis de esfuerzo plano, que no cumpla el estado tridimensional perfecto se pueden cometer graves errores.

En este curso veremos un método gráfico, ideado por el Dr. Dagoberto de la Serna, que es muy versátil y didáctico. Este método fue bautizado por su autor como el método del " polo fijo", y lo veremos a continuación.



Condición donde:

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$$

$$\sigma_2 > \sigma_x = \sigma_y$$

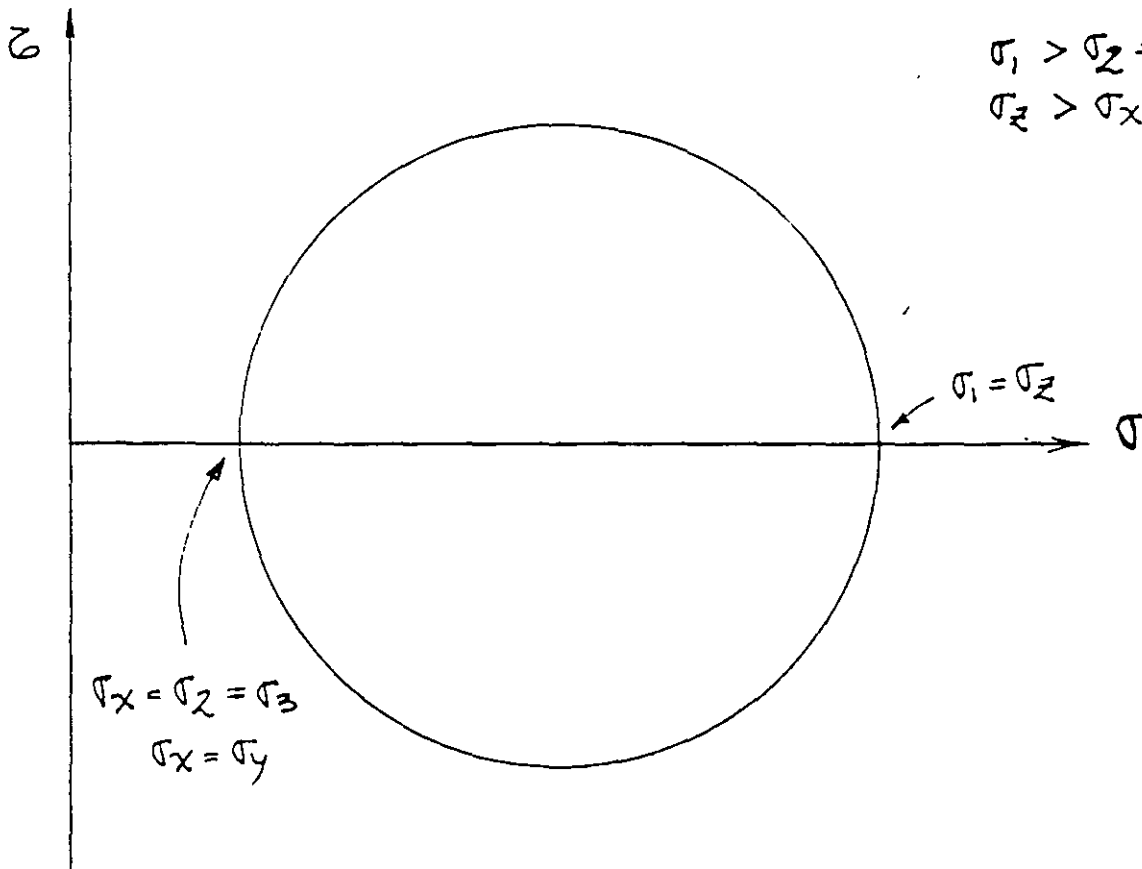


Fig. 7.1.4 Representación tridimensional de Mohr en Análisis plano

MÉTODO GRÁFICO DE MOHR, DEL POLO FIJO.

Antes de exponer el método, debemos definir el concepto de "versor".

DEFINICIÓN : se define como versor, a un vector unitario normal al plano de interés, (plano δ), de modo que sus componentes definen a ese plano.

Los versores al ser unitarios, quedan definidos por sus cosenos directores. Estos se pueden definir como:

En análisis tridimensional:

$$\mathbf{n} = n_x \mathbf{i} + n_y \mathbf{j} + n_z \mathbf{k}$$

$$\begin{aligned} \text{donde } n_x &= \cos \alpha \\ n_y &= \cos \beta \\ n_z &= \cos \gamma \end{aligned}$$

donde α , β y γ son los ángulos directores del versor.

Aquí siempre se debe cumplir que: $n_x^2 + n_y^2 + n_z^2 = 1$

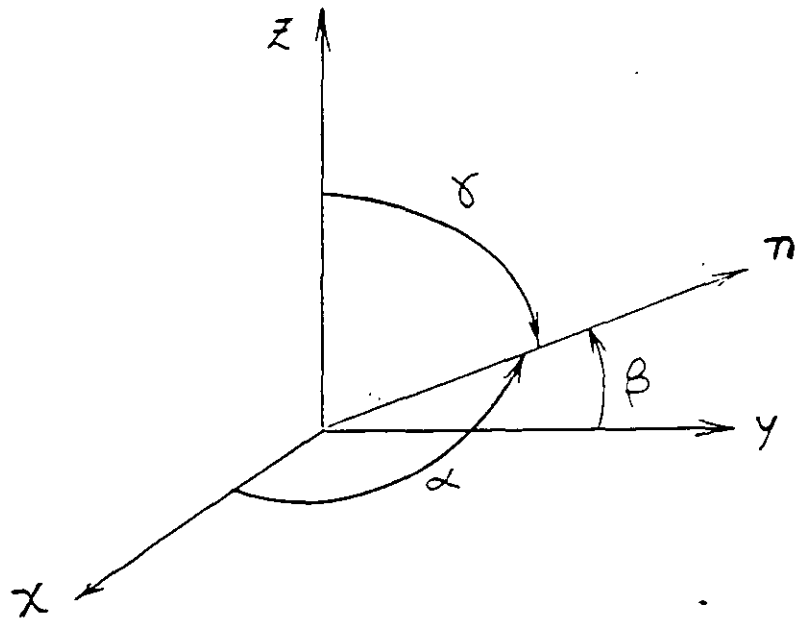
En análisis plano de esfuerzos:

$$\begin{aligned} \mathbf{n} &= n_x \mathbf{i} + n_z \mathbf{k} \\ \text{donde : } n_x &= \cos \alpha \\ \text{y } n_z &= \cos \gamma \end{aligned}$$

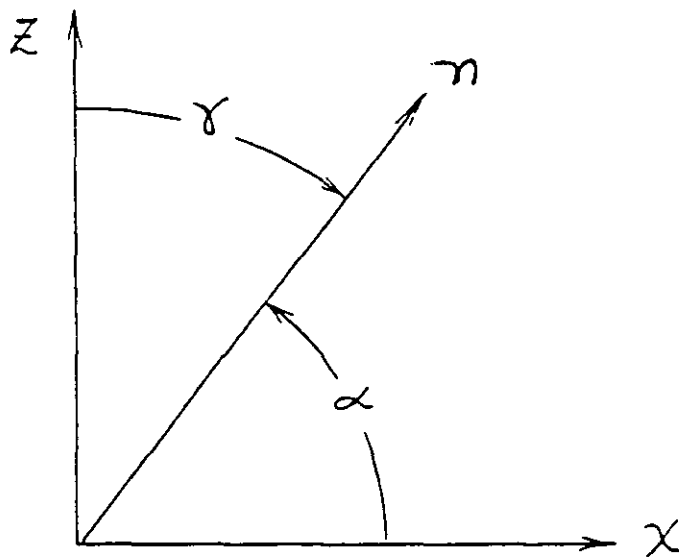
y donde α y γ son los ángulos directores del versor.

Aquí siempre se debe de cumplir que : $n_x^2 + n_z^2 = 1$

En la figura 7.1.5, se muestran los versores en el espacio y en el plano, con sus respectivos ángulos directores.



Versor en el espacio



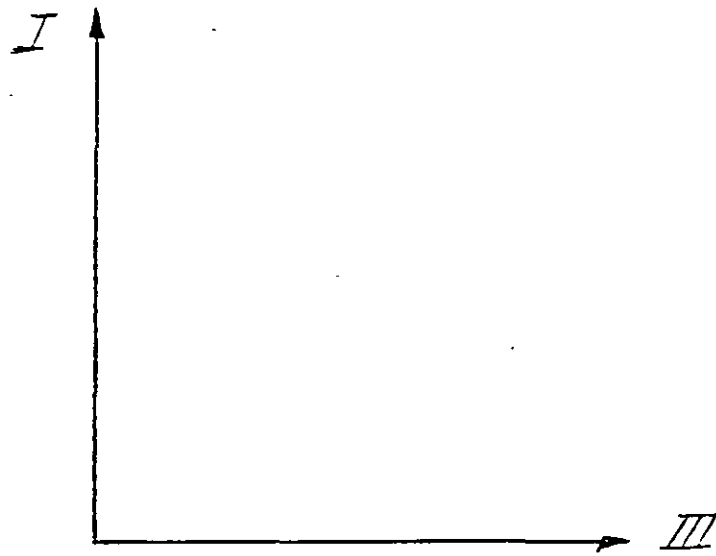
Versor en el plano

Fig. 7.1.5 Versores

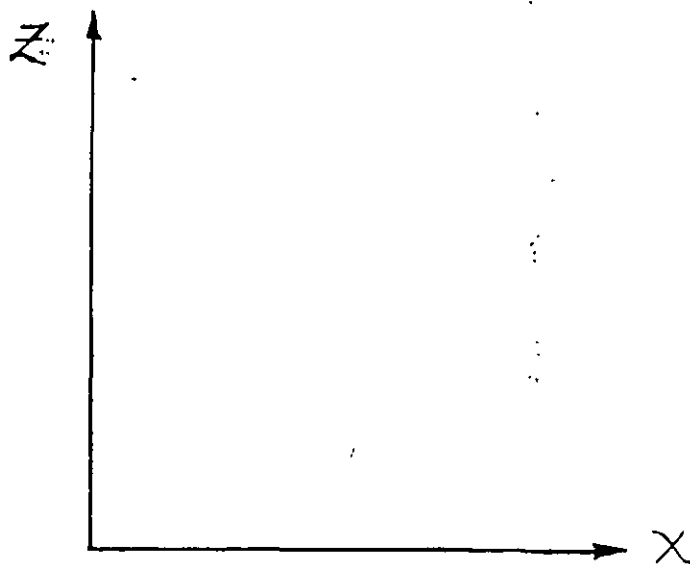
MÉTODO GRÁFICO DE MOHR (POLO FIJO)
(MÉTODO PROPUESTO POR EL DR. DAGOBERTO DE LA SERNA)

Secuencia para obtener σ y τ en cualquier plano que se desee:

- 1.- Se elige una escala adecuada para los ejes del plano de Mohr.
- 2.- Se ubican los puntos correspondientes a los valores de σ_x y σ_z , sobre el eje de los esfuerzos normales.
- 3.- Se localiza el valor del esfuerzo cortante, en líneas perpendiculares al eje de los esfuerzos normales, y que toquen a los valores de σ_x y σ_z , de acuerdo a las siguientes reglas:
 - a) Asociado a σ_x , se ubica el valor del cortante, con signo contrario al que le corresponde en el tensor
 - b) Asociado a σ_z , se ubica el valor del cortante, con el mismo signo que tienen en el tensor.
- 4.- Definidos los puntos [$\sigma_x, - (\tau_{xz})$] y (σ_z, τ_{xz}), se unen por medio de una línea recta. Al punto donde esta línea corta al eje de los esfuerzos normales, se toma como centro del círculo, y como diámetro a la distancia entre los dos puntos antes definidos. Los valores principales, se pueden leer directamente donde el círculo corta al eje de los esfuerzos normales.
- 5.- En este método, el polo siempre se localiza en el punto que representa a σ_3 (esfuerzo principal menor). Este punto será en el plano de Mohr, el origen de todos los sistemas de referencia.
- 6.- Sobre el eje de los esfuerzos normales, siempre se alojará la dirección del esfuerzo principal mayor (σ_1), y con el mismo sentido. A este eje se le denominará con un uno romano (I)
- 7.- Perpendicular al eje de los esfuerzos normales y teniendo como origen el polo, se ubica la dirección de esfuerzo principal menor (σ_3), y con sentido contrario al eje de los esfuerzos cortantes, con el fin de formar un sistema de referencia derecho. A este eje se le denominará con un tres romano (III). Vea la figura 7.1.6.
- 8.- Se une con una línea recta al polo y al punto [$\sigma_x, - (\tau_{xz})$]. Esta línea nos marca la dirección del eje X, aunque todavía no definimos su sentido. Se une con otra línea recta al polo y al punto (σ_z, τ_{xz}). Esta línea nos indica la dirección del eje Z, aunque todavía no definimos su sentido. Para proponer los sentidos correctos del sistema de referencia XZ, se debe tener en cuenta que debe ser derecho, y como recomendación especial que se asignen de tal modo, que queden centrados los dos primeros cuadrantes, de los sistemas de referencia. Ver la figura 7.1.6



Sistema de referencia principal



Sistema de referencia en uso

Fig. 7.1.6 Sistemas de referencia derechos (en análisis plano)

9.- Para obtener los valores correctos de σ y τ , en cualquier plano que se quiera. basta con orientar una línea que parta del polo y que represente a \mathbf{n} , en la misma forma que se tiene respecto al sistema de referencia en uso XZ , y con la única condición de que apunte hacia el círculo (recordemos que todo plano por δ , tiene dos versores).

10.- El punto resultante de la intersección del versor y el círculo, nos indicara gráficamente los valores (módulo y signo) correctos de los esfuerzos σ y τ en el plano δ propuesto.

Se hará un ejercicio en el curso, para practicar este método.

7.1.2 ELEMENTOS DE ESTADO DE DEFORMACIÓN

En esta parte se verá en forma muy simple la forma en que se miden las deformaciones en Mecánica de Suelos.

Se define como deformación a la diferencia de longitud que se tiene cuando se pasa de una longitud inicial a una longitud final (en este concepto no importan condiciones intermedias, ni el tiempo en que se da la deformación). En Mecánica de Suelos las deformaciones son positivas cuando la longitud final es menor que la inicial. Vea la figura 7.1.7. En esta figura se presenta una deformación positiva vertical.

$$\delta = \Delta H = -(H_f - H_o) = H_o - H_f$$

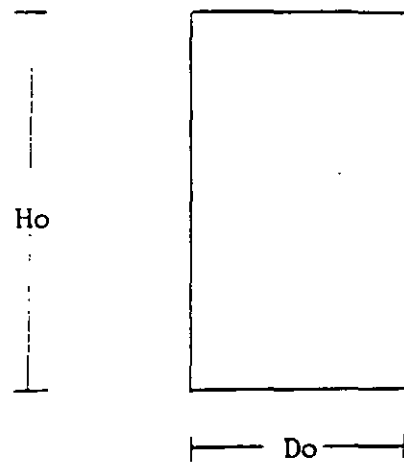
Se define como deformación unitaria a la relación entre la deformación y la longitud inicial. Se define con la letra griega " ε ".

$$\varepsilon = \frac{\delta}{H_o}$$

En las pruebas de compresión a probetas cilíndricas en suelos, se tiene que en ocasiones se tienen grandes deformaciones antes de la falla. En este caso se debe hacer una corrección del área transversal de la probeta. Si se acepta que la deformación se da para un volumen de probeta constante, se puede decir que el área que se va teniendo conforme avanza la deformación es:

$$A_c = \frac{A_o}{1 - \varepsilon}$$

Observe de nuevo la figura 7.1.7 . Aquí también se supone que el área transversal crece igual a todo lo largo de la probeta. Lo anterior no es cierto por problemas de esfuerzos que se tienen en los extremos de la probeta durante la prueba.



Dimensiones iniciales

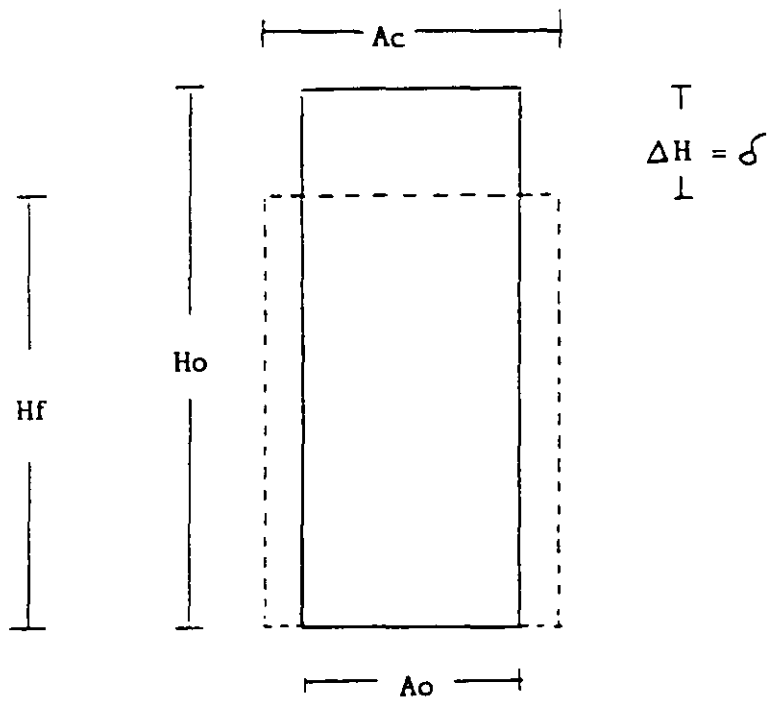


Fig. 7.1.7 Análisis de deformaciones en compresión

7.1.3 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS.

En los suelos, se acepta que la resistencia se tiene siempre por una combinación de esfuerzo normal y cortante. Esta es la razón por la que estudiamos anteriormente como evaluar esfuerzos normal y cortante en forma gráfica. Esta combinación de esfuerzos es un punto en el plano de Mohr.

Las fallas reales en suelos, se acepta que nunca se dan por esfuerzo cortante puro (sin esfuerzo normal actuante). Tampoco se acepta que tengan resistencia a la tensión (la tensión la puede resistir el agua trabajando a tensión, o un mineral cementante en el suelo), ya que esta no es una condición confiable ni permanente. Esta es la razón por la que se estudia en suelos la resistencia al esfuerzo cortante (siempre combinado con un esfuerzo normal).

La propuesta clásica para analizar la resistencia de los suelos, es la de analizar la fricción en el plano de contacto de un bloque rugoso sobre un plano rugoso. Vea la figura 7.1.8. El esfuerzo normal se puede definir como :

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

y el esfuerzo cortante como:

$$\tau = \frac{T}{A}$$

El ángulo ϕ' es el ángulo que se desplaza la resultante R de la línea de acción del esfuerzo normal. Vea la figura 7.1.8. En Física Clásica se define como coeficiente de fricción estática a la relación entre T y P o entre τ y σ , y se define como μ , de modo que:

$$\mu = \frac{T}{P} = \frac{\tau}{\sigma} = \tan \phi'$$

Es por esta que la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo granular (a esfuerzos efectivos) se expresa como:

$$s = \tau_{\max} = \sigma \tan \phi'$$

Mas adelante se verán aplicaciones de esto en pruebas específicas de laboratorio.

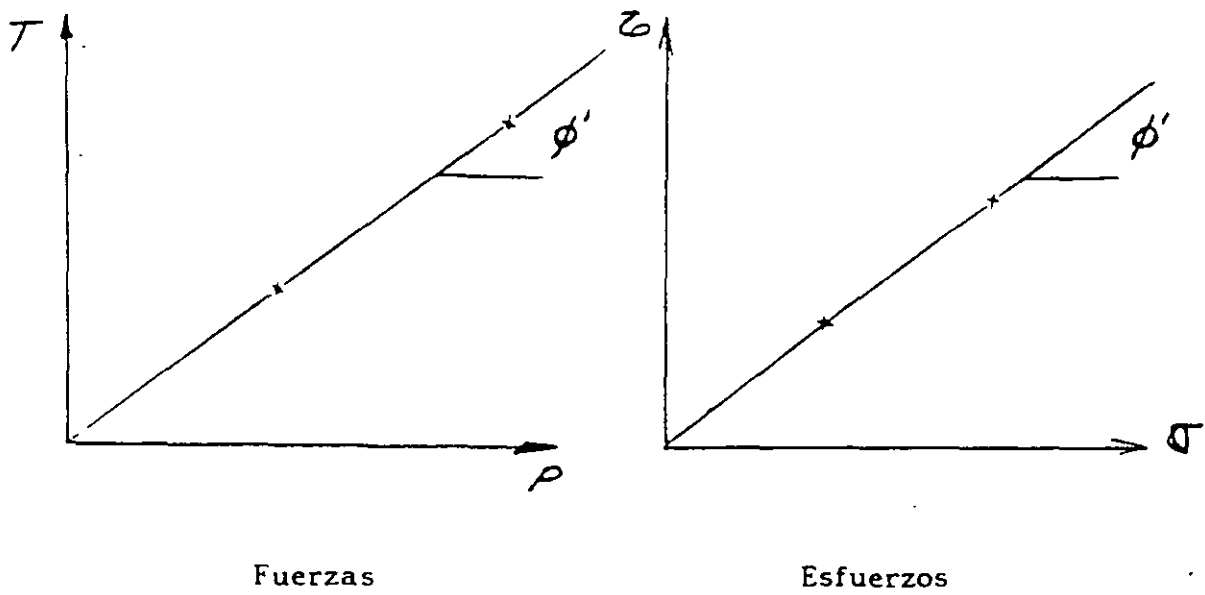
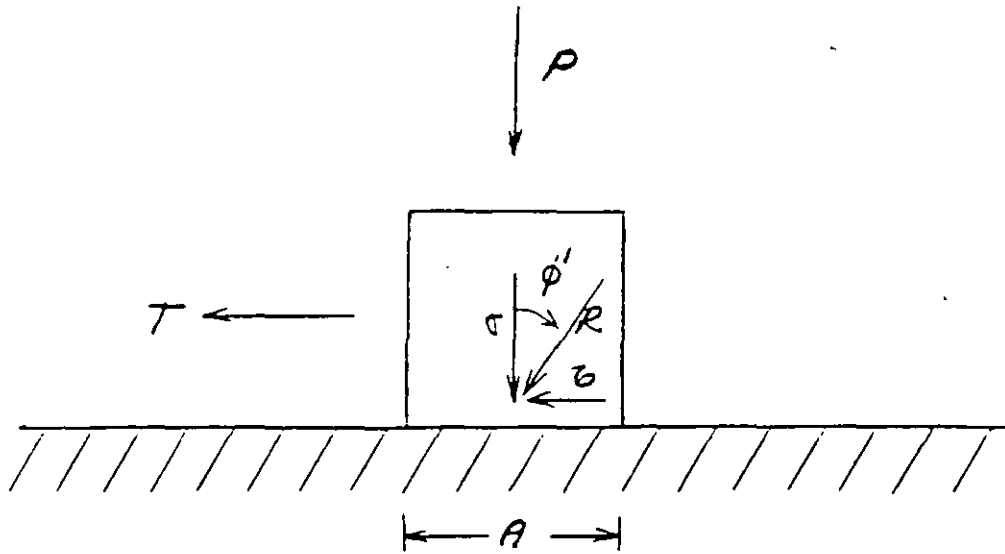


Fig. 7.1.8 Análisis de fricción

7.2 PRUEBAS DE CAMPO

PRUEBAS DE CAMPO

Existen intentos de pretender correlacionar datos obtenidos con las pruebas de sondeo del suelo en campo, con la resistencia de los suelos. Hay que aclarar que hasta el día de hoy no se ha logrado un éxito tal en este sentido, de tal forma que se pudiesen sustituir las pruebas de laboratorio.

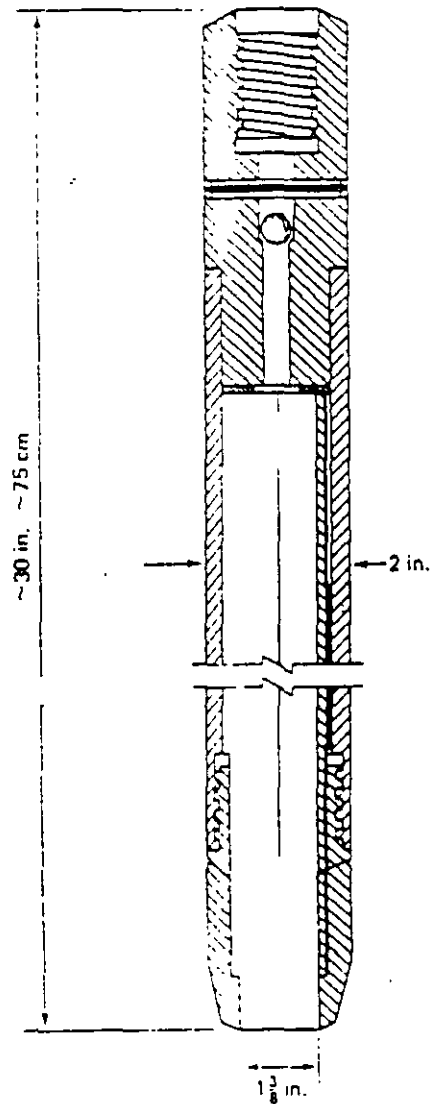
7.2.1 PRUEBAS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.

Esta prueba se usa para sondear al suelo, hincando por medio de golpes de martillo, una punta recuperadora de muestras alteradas, llamada penetrómetro estándar. Este penetrómetro consiste en una punta cortadora, de acero endurecido, seguida por un tubo de recuperación de dos cañas. Un diagrama de este equipo se muestra en la figura 7.2.1. En esta prueba se hace un conteo de golpes para penetrar tramos de 15 cm., en una secuencia total de 45 cm. De los resultados de este proceso, se suman el número de golpes que se obtienen en los dos últimos tramos de 15 cm., de tal modo que se tiene el número para penetrar 30 cm. A este dato final, se le llama número de golpes (N).

Se han hecho correlaciones, que como se dijo antes se deben usar con sumo cuidado, para relacionar el valor del número de golpes con la resistencia de arcillas y arenas.

En la figura 7.2.1 se muestra una propuesta para arcillas en base a la resistencia de éstas en pruebas de compresión simple (q_u).

En la figura 7.2.2 se muestra el caso para las arenas, donde en las dos primeras gráficas intentan obtener, ya sea por porcentajes de grava, arena y limo y datos de penetración la compacidad relativa del suelo granular; o ya sea en función del esfuerzo vertical y datos de penetración, también obtener la compacidad relativa. En base a esta compacidad, supuesta por estas gráficas, se puede dar una idea de la resistencia del suelo granular, en función del ángulo de fricción, utilizando la gráfica inferior de ésta figura.

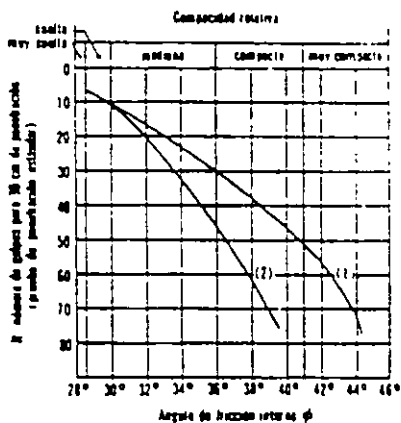
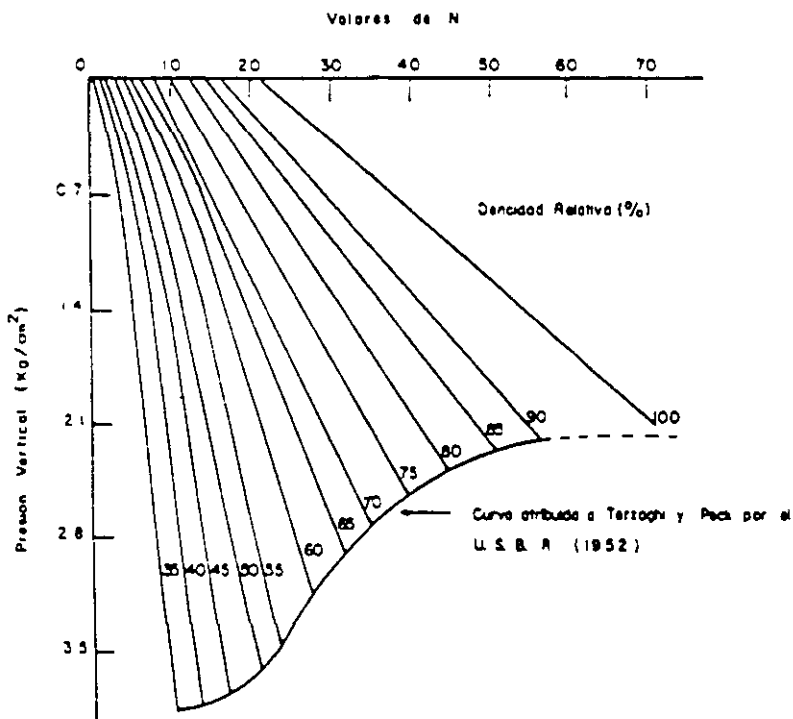
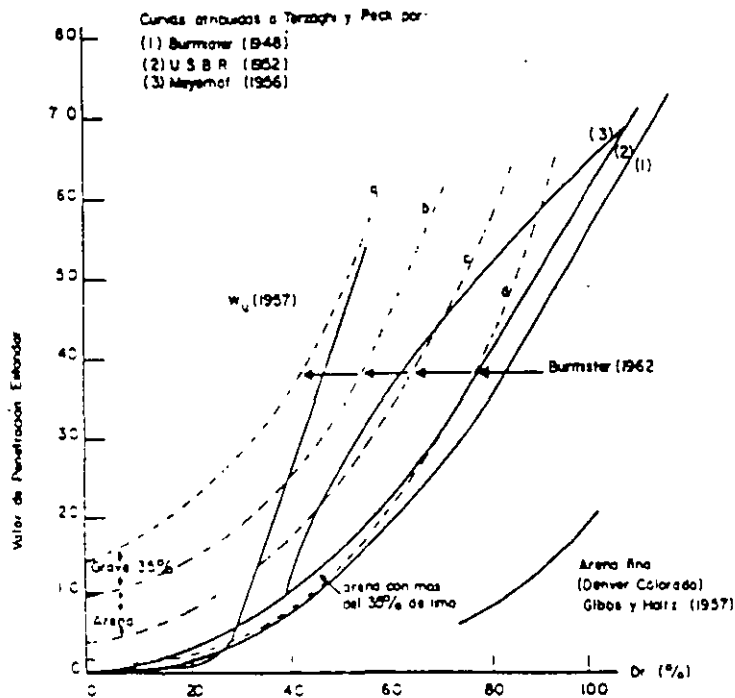


Penetrómetro estándar

Consistencia	No de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, q_u
		kg/cm ²
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0 -2.0
Muy firme	15-30	2.0 -4.0
Dura	> 30	> 4.0

Resistencia aproximada en arcillas en base a la SPT

Fig. 7.2.1 Resistencia inferida a partir de la prueba de penetración

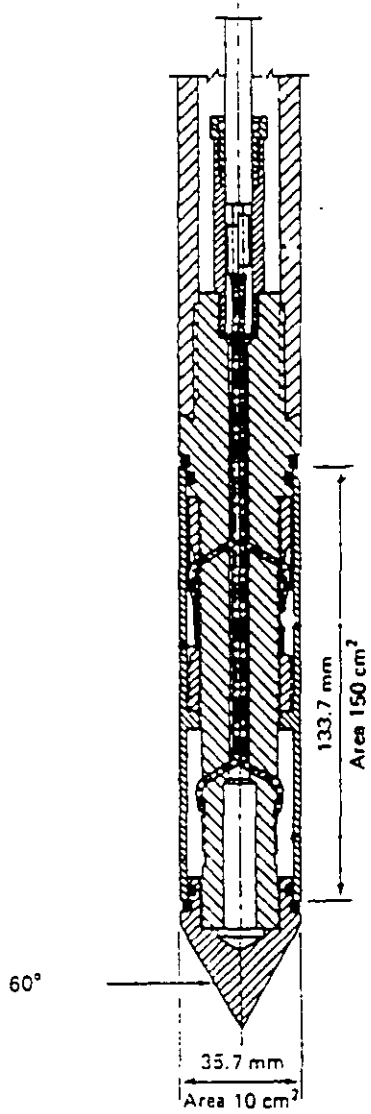


(1) Relación para arenas de grano angular cuando se miden a granel

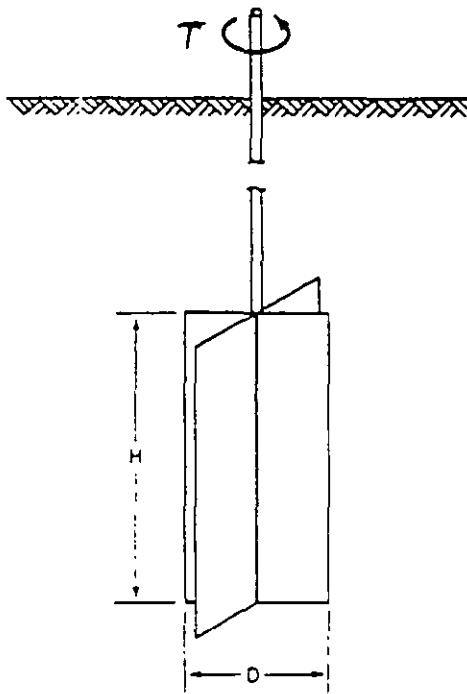
Fig. 7.2.2 Gráficas que permiten hacerse una idea de la resistencia de arenas con datos de la prueba SPT.

7.2.2 PRUEBA DE CONO HOLANDÉS.

Esta punta sondeadora, se hinca por medio de presión, y se va obteniendo la capacidad de carga, conforme va progresando el sondeo. En la figura 7.2.3 se muestra en la parte superior un esquema de un cono. La desventaja de este equipo es que no recupera muestras, sin embargo se puede utilizar combinado con otro método de penetración, cuando la estratigrafía, sea totalmente desconocida en la zona. Si se conoce que tipo de suelo corresponde a los datos obtenidos, se puede obtener la resistencia del suelo, expresada como ángulo de fricción interna o "cohesión", apoyándose en alguna teoría de capacidad de carga.



Cono holandés



Veleta de campo

Fig. 7.2.3 Cono holandés y veleta de campo

7.2.3 PRUEBA CON VELETA DE CAMPO

Esta prueba es relativamente fácil de realizar y se aplica a suelos finos. En la figura 7.2.3, se muestra, en la parte de abajo, el esquema de una veleta de campo. La veleta se hince verticalmente, haciendo que las cuchillas se profundicen en el suelo, de tal modo que quede un colchón de suelo superficial. A continuación, ya posicionada la veleta, se aplica un torque al eje de la veleta como se indica en la figura, con un equipo que permita conocer el valor del torque máximo, que es el que corta al suelo. Con este dato y los datos geométricos de la veleta, se puede despejar por medio de una expresión muy fácil de demostrar, el valor de la "cohesión" del suelo fino. Esta prueba se aplica comúnmente al fondo de un pozo a cielo abierto.

7.3 PRUEBAS DE LABORATORIO

7.3.1 TORCÓMETRO Y PENETRÓMETRO DE BOLSILLO

Este tipo de instrumentos, permiten evaluar con cierta aproximación, la resistencia al esfuerzo cortante no drenada de suelos finos saturados. Este tipo de resistencia se obtiene formalmente, mediante una prueba triaxial UU. Las pruebas que se comentarán a continuación, se debe aplicar a muestras inalteradas confinadas (preferentemente a suelos muestreados en tubo Shelby) De tal forma que se pueda garantizar que la falla se sucede tan rápido, que no se permite el drenaje del suelo.

A esta resistencia se le denomina "cohesión" (C) o mas modernamente resistencia no drenada (S_u).

El torcómetro de bolsillo, como el mostrado en la figura 7.3.1, se compone de una miniveleta en la punta, un resorte de torsión y una perilla con una carátula indicadora, todos ellos unidos por un eje metálico. Algunos como el mostrado en la figura, viene equipados con varias veletas. La forma de efectuar la prueba, consiste en aplicarla al suelo, sin sacarlo del tubo Shelby, ya que así conserva su confinamiento. Se toma el torcómetro y se hunde en el suelo, lo mas alejado de las paredes del tubo. Ya que se hundió hasta el tope, se aplica una torsión rápida pero con sumo cuidado. En el momento de la falla, el resorte se descarga y en la carátula se puede leer el valor de la resistencia no drenada (C o S_u). En este curso se mostrara el torcómetro y se hará una experiencia practica.

El penetrómetro estándar, que se muestra en la figura 7.3.2, consiste en un mango cilindrico, que tiene una punta móvil, dividida en la punta de penetración y la zona indicadora. Al igual que con el torcómetro, se recomienda que se aplique a los suelos contenidos en un tubo Shelby. La forma de proceder es la siguiente: El indicador del penetrómetro se coloca en cero; posteriormente se hinca en el suelo la punta de penetración hasta la marca; finalmente se lee el valor obtenido en la zona indicadora de la punta. En este instrumento se lee el resultado como resistencia a la compresión no drenada, dada como el esfuerzo desviador de falla, de modo que para conocer el valor de "cohesión" o de resistencia no drenada, se debe dividir lo obtenido entre dos.

El valor en laboratorio de estos instrumentos, consiste en que permiten calibrar la resistencia de los suelos, lo cual es muy útil, cuando se quiere programar una prueba triaxial o una de corte directo. Teniendo una idea del valor de la resistencia, se pueden elegir los instrumentos adecuados para una prueba formal (anillo de carga, marco de carga, etc.).

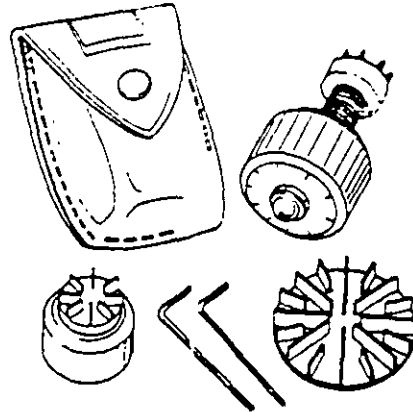
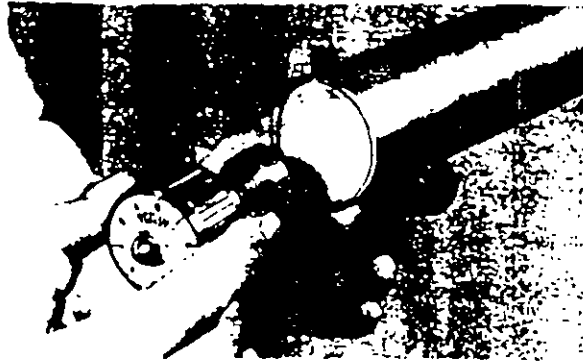


Fig. 7.3.1 Torcómetro de bolsillo



Fig. 7.3.2 Penetrómetro de bolsillo

7.3.2 PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

En orden cronológico, se puede decir que la prueba más popular anteriormente, era la prueba de corte directo (que se comentara mas adelante). Sin embargo a partir de las investigaciones desarrolladas por Arturo Casagrande en el M.I.T., para desarrollar pruebas de compresión en probetas cilíndricas, se lograron superar algunas serias desventajas que se presentaba la prueba de corte directo

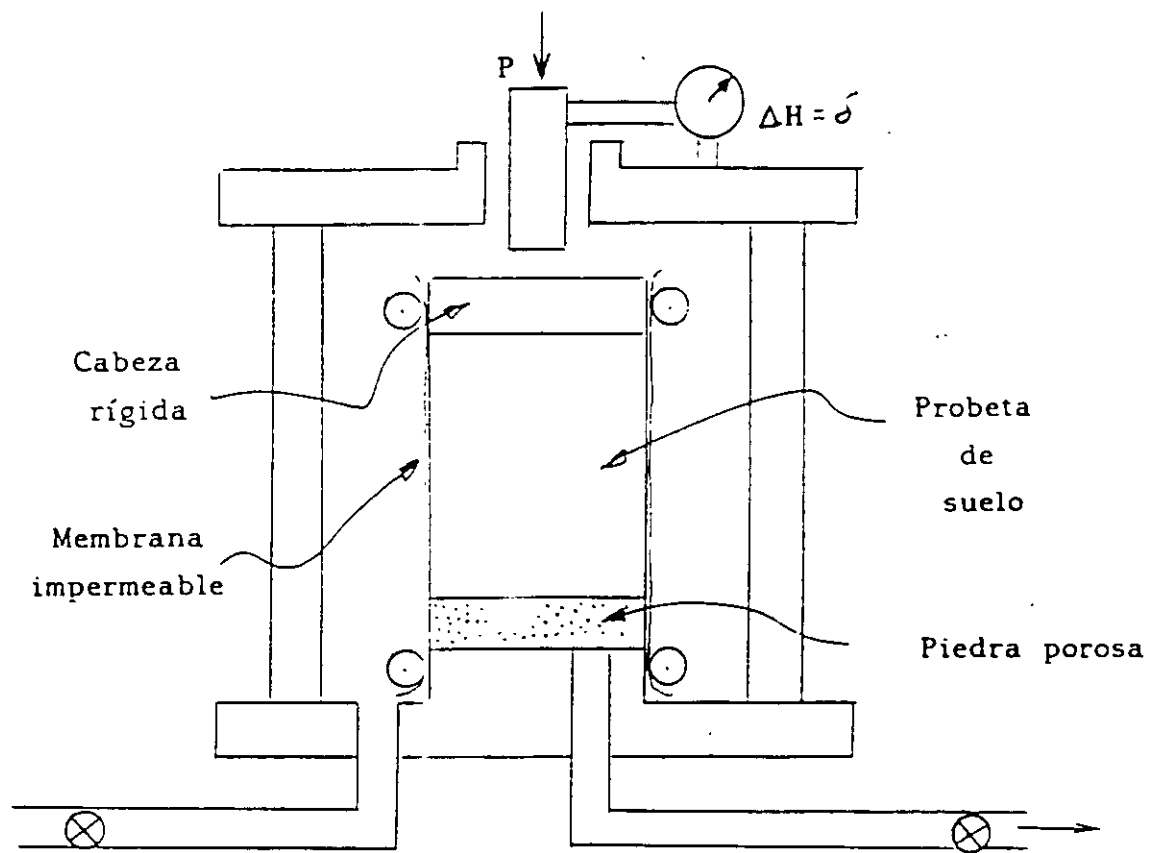
Actualmente la prueba triaxial es mas popular que la de corte directo. No obstante ser una prueba mas complicada, permite una gran variedad de condiciones de drenaje. También se puede suponer que permite aplicar todo el tiempo esfuerzos principales, de modo que no existe rotación de esfuerzos principales, como sucede con la de corte directo. Existen también concentraciones de esfuerzos, pero son mucho más bajos que en corte directo. Otra ventaja es que no tiene un plano predeterminado de falla, además de que se puede representar en el plano de Mohr como un solo círculo, sin dejar de representar a un estado de esfuerzo tridimensional perfecto.

En la figura 7.3.3, se presenta esquemáticamente una cámara triaxial y algunos de sus principios. A la probeta de suelo se le aísla, por medio de una membrana impermeable, la cual impide que el fluido confinante (comúnmente agua), penetre en los poros del suelo. La carga axial se aplica por medio de un vástago de acero, el cual debe tener muy poca fricción con la abertura de la cámara por la cual pasa. Existe un mecanismo fuera de la cámara que permite el movimiento del vástago, sin incrementar la presión confinante que se aplica a la probeta. La probeta se puede colocar entre piedras porosas, si se quiere permitir drenaje o medir presión de poro, o colocar una sola piedra porosa en la base de la probeta, como se muestra en la figura. En algún caso especial (prueba UU sin medición de presión de poro), se puede prescindir de colocar piedras porosas

En la prueba triaxial, como se comentó antes, se puede suponer que se aplican esfuerzos principales en todo el cuerpo de la probeta. Esto no es del todo cierto, ya que pequeños esfuerzos cortantes pueden actuar en los extremos de la probeta. Este problema se ha tratado de resolver, colocando en el contacto con la probeta cabezas de teflón o engrasándolas.

En la notación que usaremos, se tomara como esfuerzo desviador a la diferencia entre el esfuerzo principal mayor y el principal menor, y lo denominaremos por $\Delta\sigma_a$. De modo que $\Delta\sigma_a = \sigma_1 - \sigma_3$. Para pruebas de compresión en la cámara triaxial se aceptara que $\sigma_c = \sigma_2 = \sigma_3$.

La prueba triaxial es una prueba más elaborada que la de corte directo, y por lo mismo más compleja. Es este tipo de prueba. al igual que en la de corte directo, se especifica con dos letras al tipo de prueba que se desea realizar, en función de las condiciones de drenaje, como sigue:



Presión del líquido confinante

Medición de cambio de volumen o presión de poro

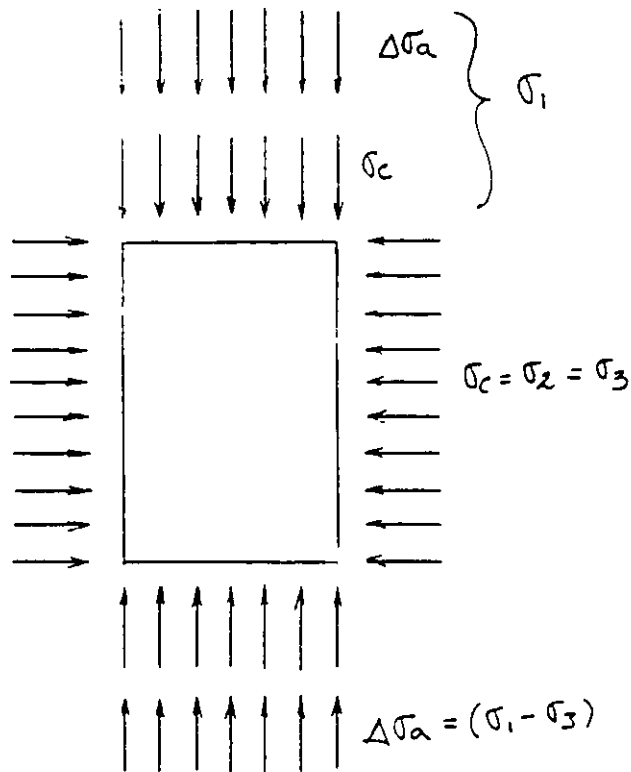


Fig. 7.3.3 Cámara triaxial y esfuerzos que aplica

CONDICIONES DE DRENAJE

PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	SÍMBOLO
Consolidada	Drenada	CD
Consolidada	No drenada	CU
No consolidada	No drenada	UU

Las letras que componen los símbolos proceden de la primera palabra en inglés de **Consolidated** o **Unconsolidated**, para la primera etapa, y de **Drained** o **Undrained**, para la segunda etapa.

En la figura 7.3.4, se muestran las condiciones iniciales promedio de una probeta en la cámara triaxial, en una prueba CD, estudiada con análisis plano de esfuerzos y la presentación de Mohr que le corresponde. En la figura 7.3.5, se muestran las condiciones intermedias promedio de una probeta esforzada en la segunda etapa, pero sin llegar todavía a la falla. En la figura 7.3.6, se muestran las condiciones finales promedio de la probeta en el momento de la falla.

En la figura 7.3.7, se muestran las etapas de la prueba CD, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos, correspondiendo a éstas un solo círculo, como se muestra en la parte baja. Aquí se define un ángulo de fricción interna en esfuerzos efectivos ϕ' .

En la figura 7.3.8, se muestran las etapas de una prueba CU, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos, correspondiendo a estas dos círculos desplazados una distancia con valor u_r . Aquí se definen dos ángulos de fricción interna: uno aparente, definido por ϕ y otro en esfuerzos efectivos, prácticamente igual al que se obtendría en una prueba CD, definido por ϕ' .

En la figura 7.3.9, se muestran las condiciones de la primera y segunda etapas de una prueba UU, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos. En el plano de Mohr de abajo, se indican las envolventes típicas y la resistencia en esfuerzos totales, definida por "C" y el ángulo de fricción interna real, definido por ϕ' .

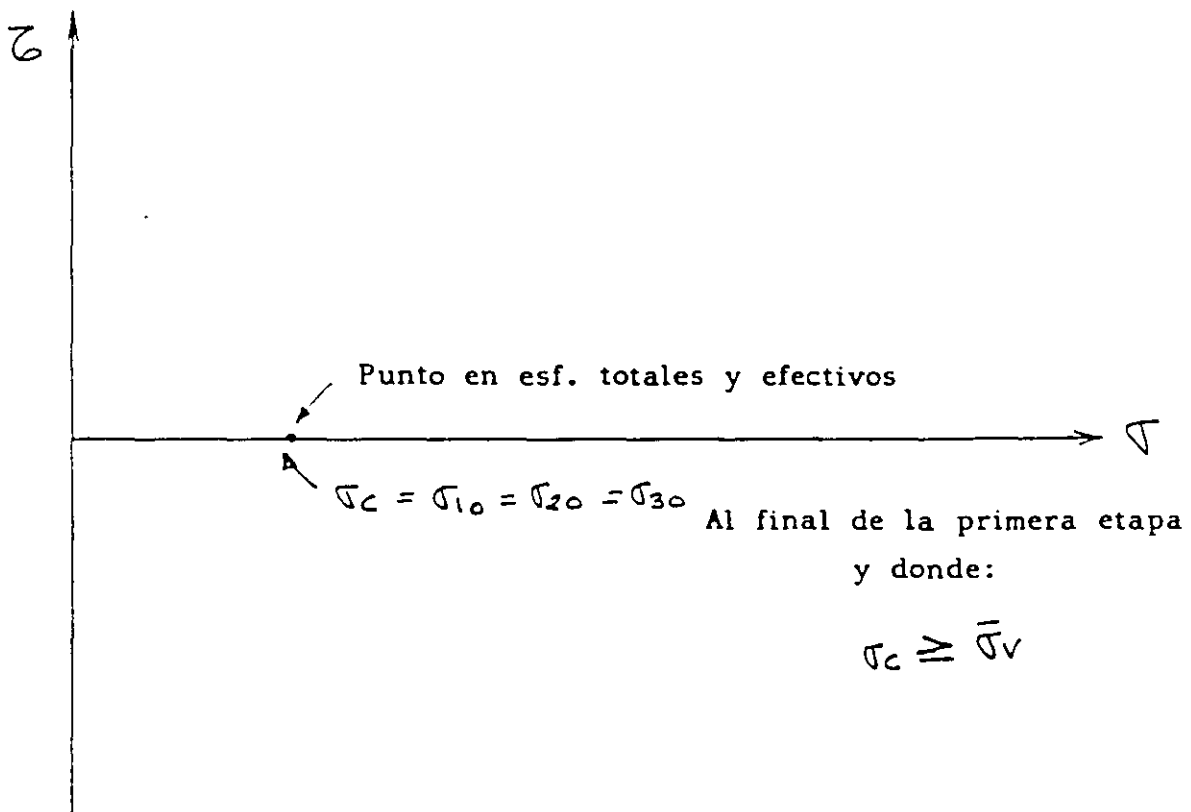
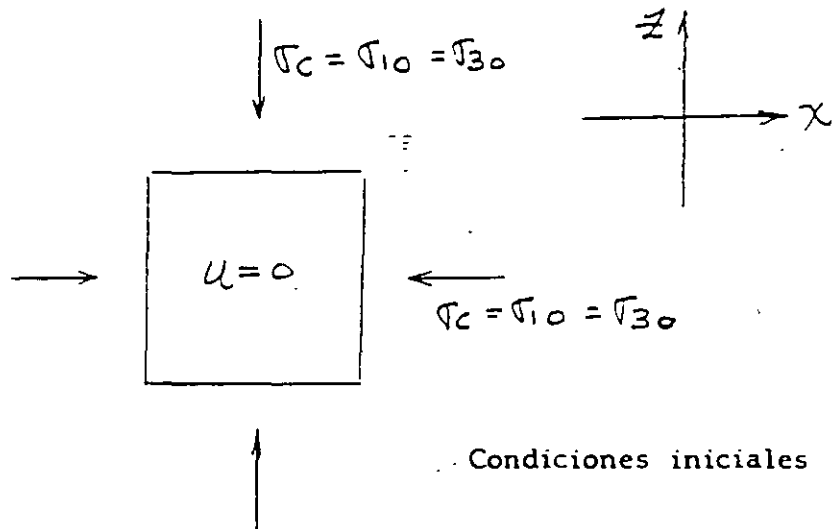


Fig. Condiciones iniciales en prueba triaxial CD (final primera etapa)
7.3.4

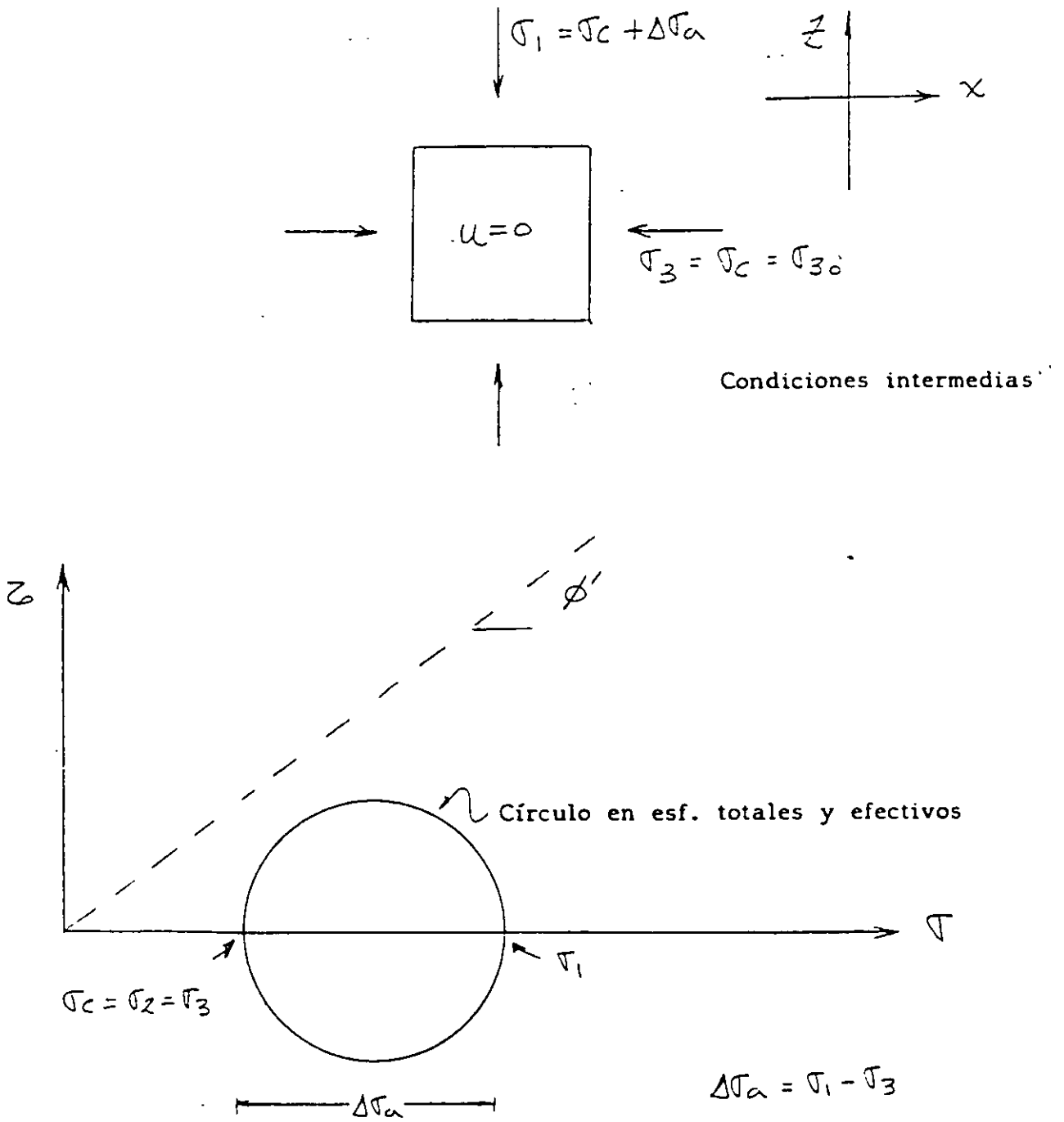


Fig. 7.3.5 Condiciones intermedias en prueba triaxial CD (2ª etapa)

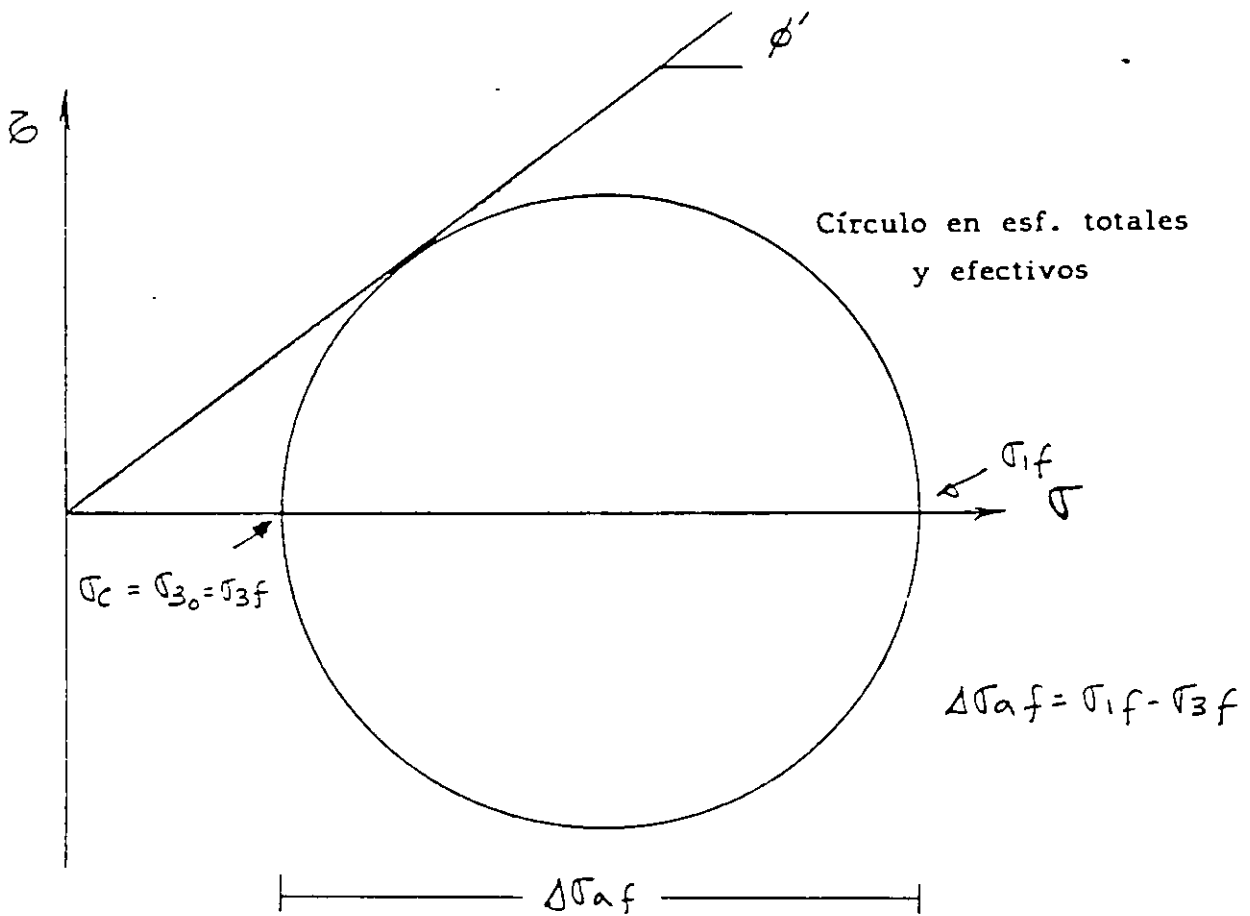
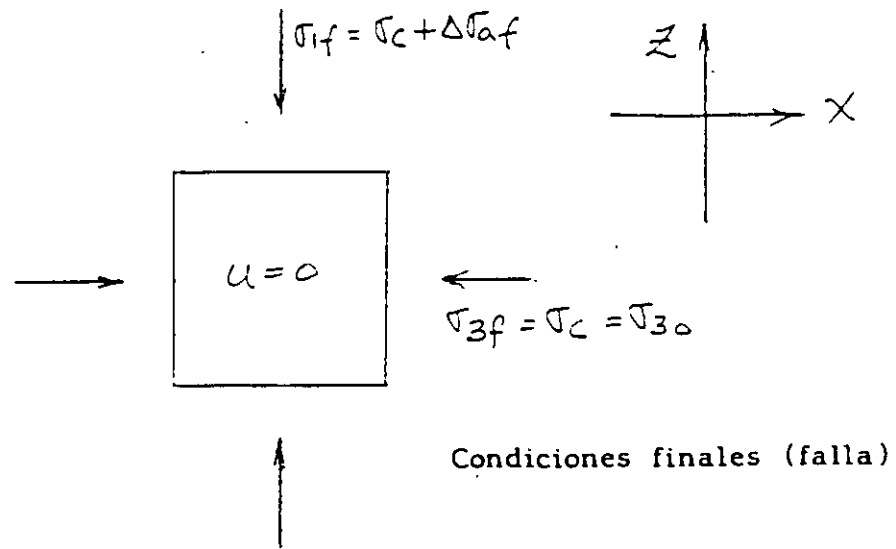


Fig. 7.3.6 Condiciones finales en prueba triaxial CD (2ª etapa)

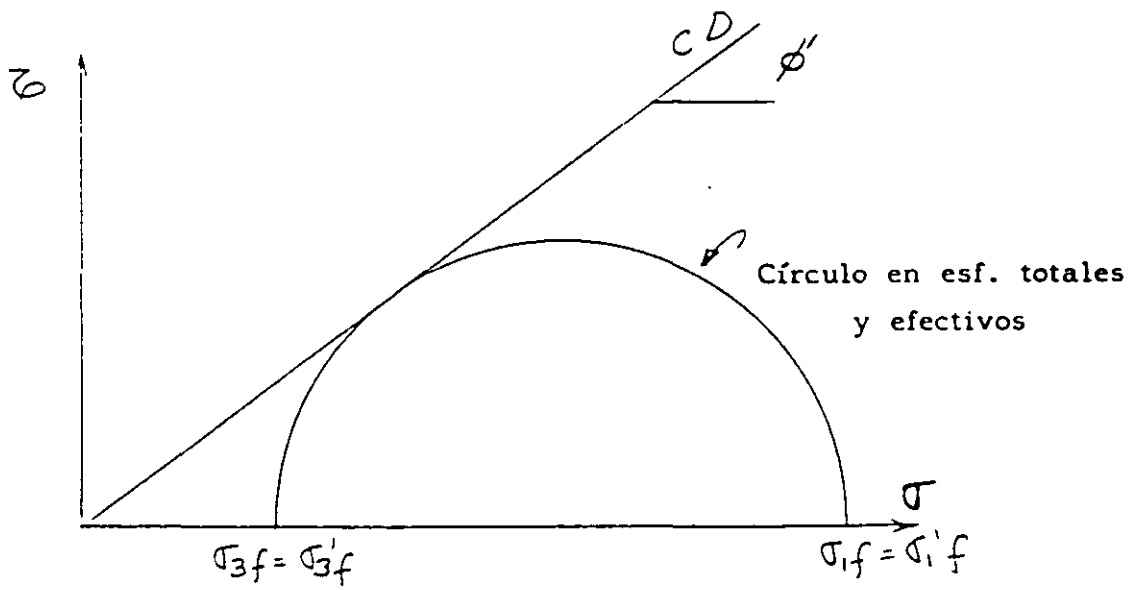
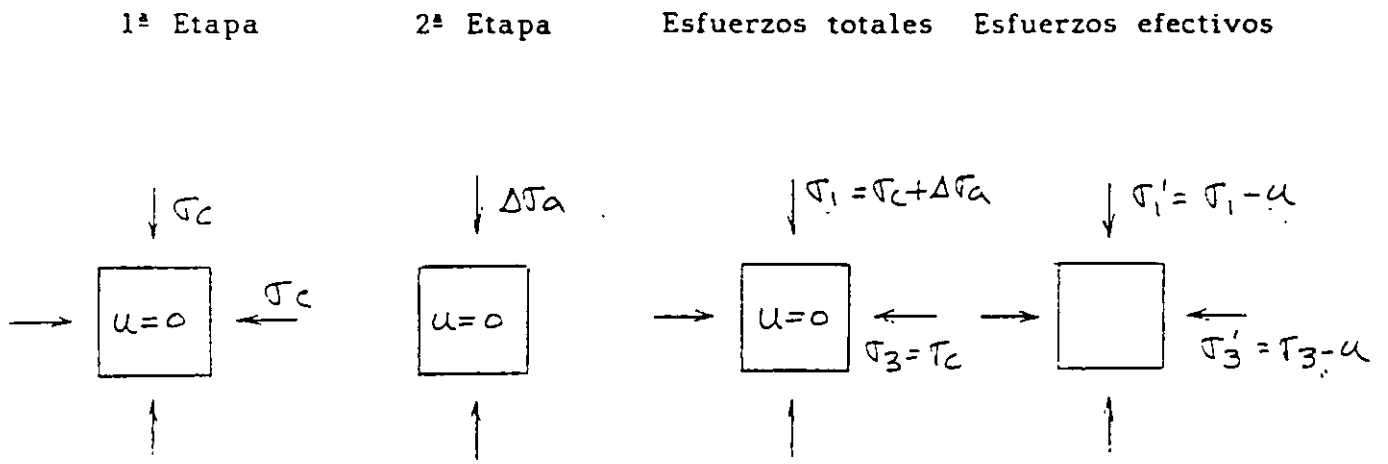


Fig. 7.3.7 Prueba triaxial de compresión CD

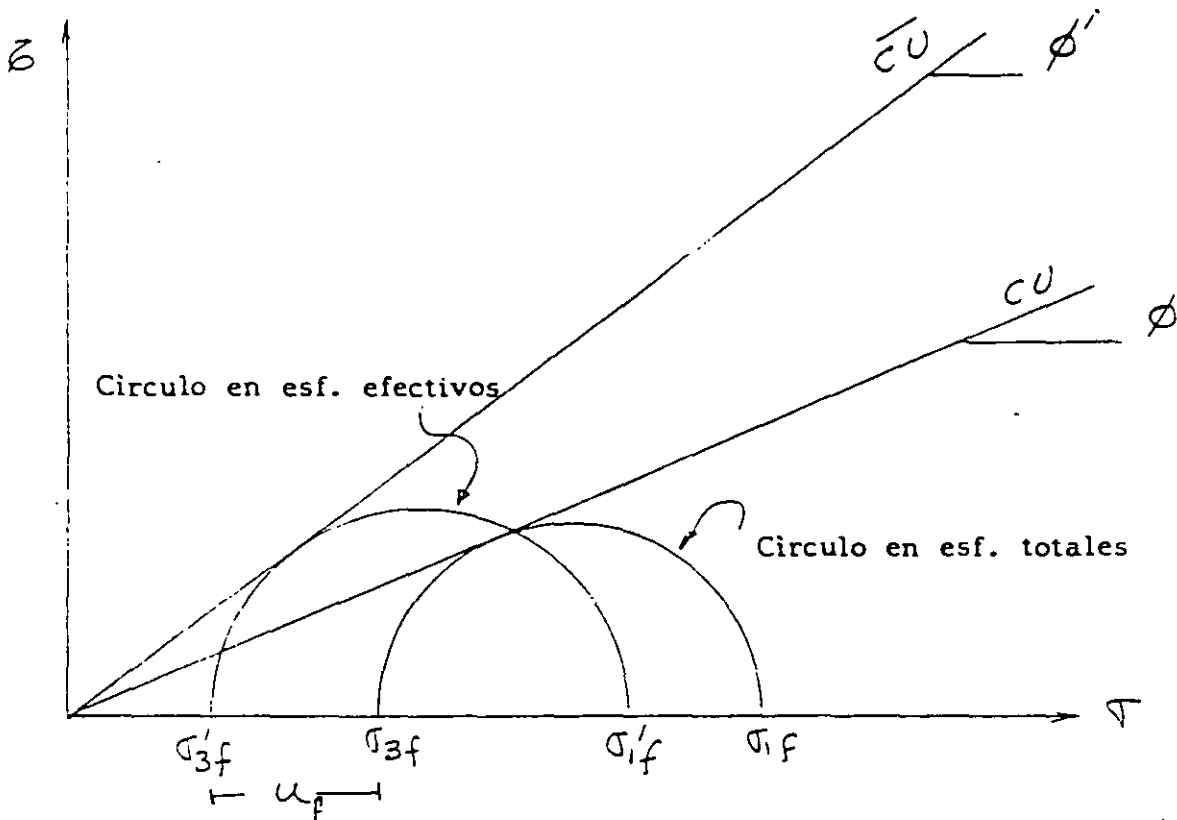
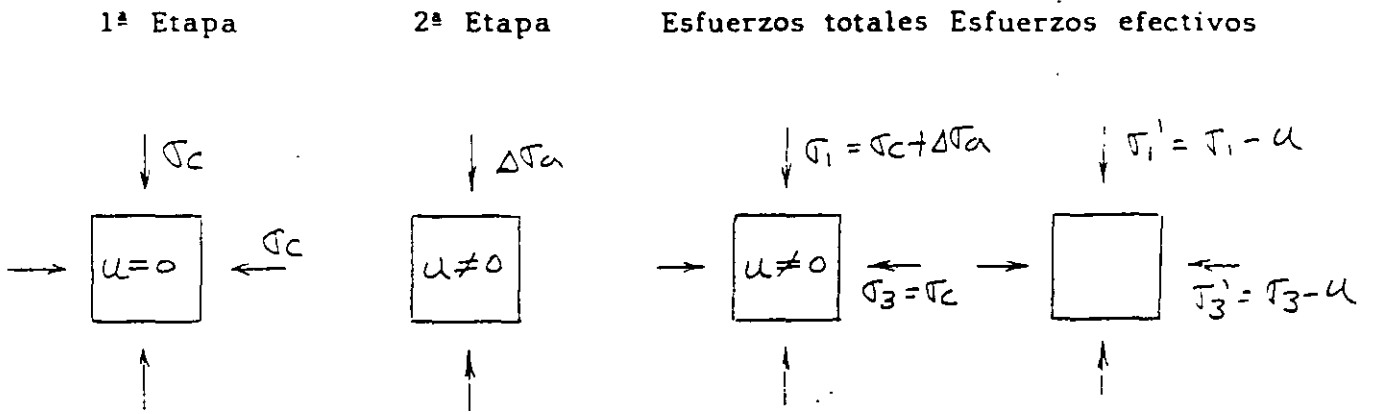
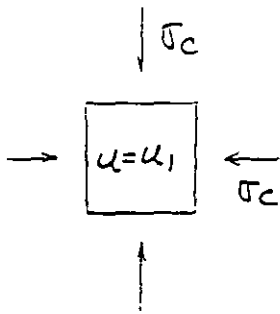


Fig. 7.3.8 Prueba triaxial de compresión CU

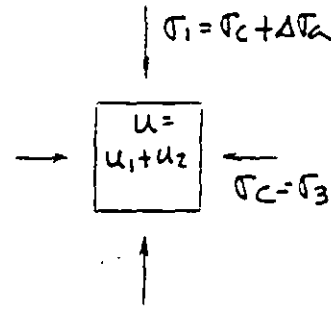
1ª Etapa



2ª Etapa



Esfuerzos totales



Esfuerzos efectivos

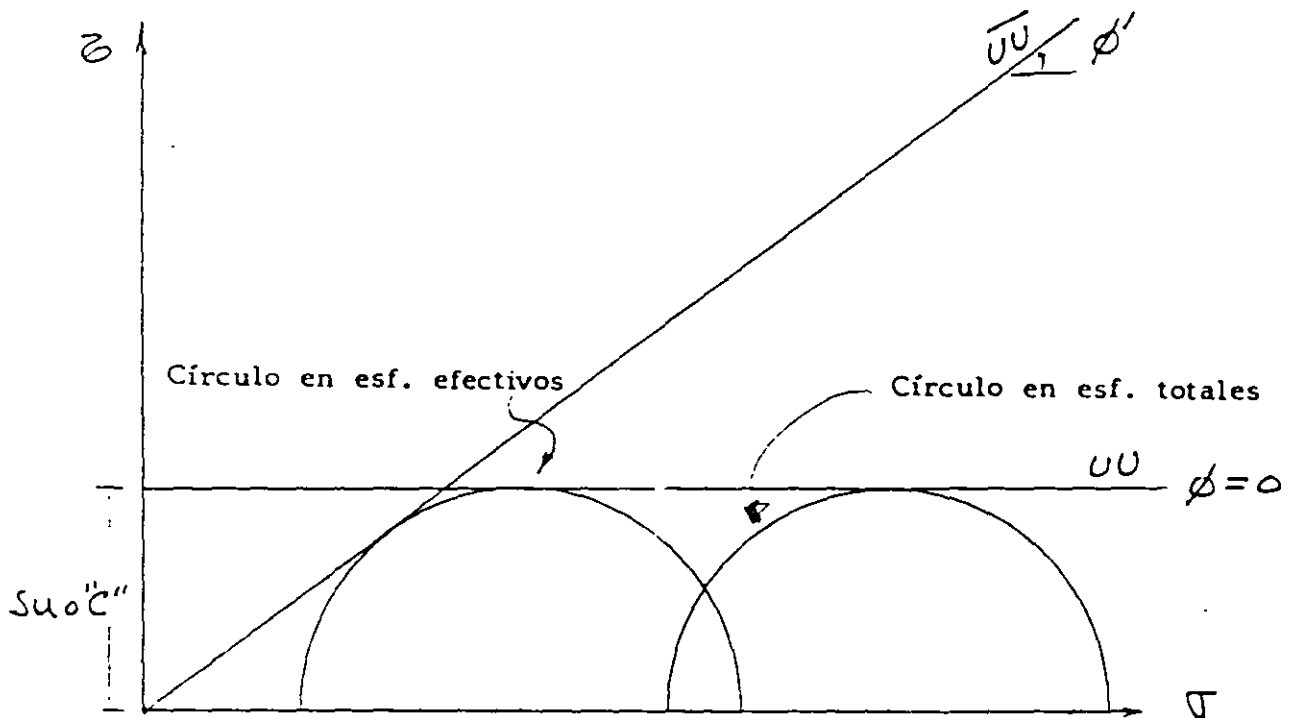
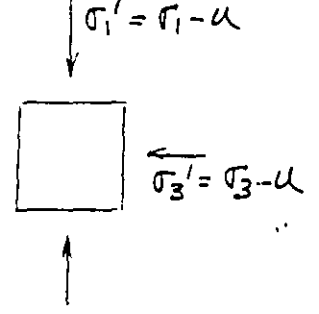


Fig. 7.3.9 Prueba triaxial de compresión UU

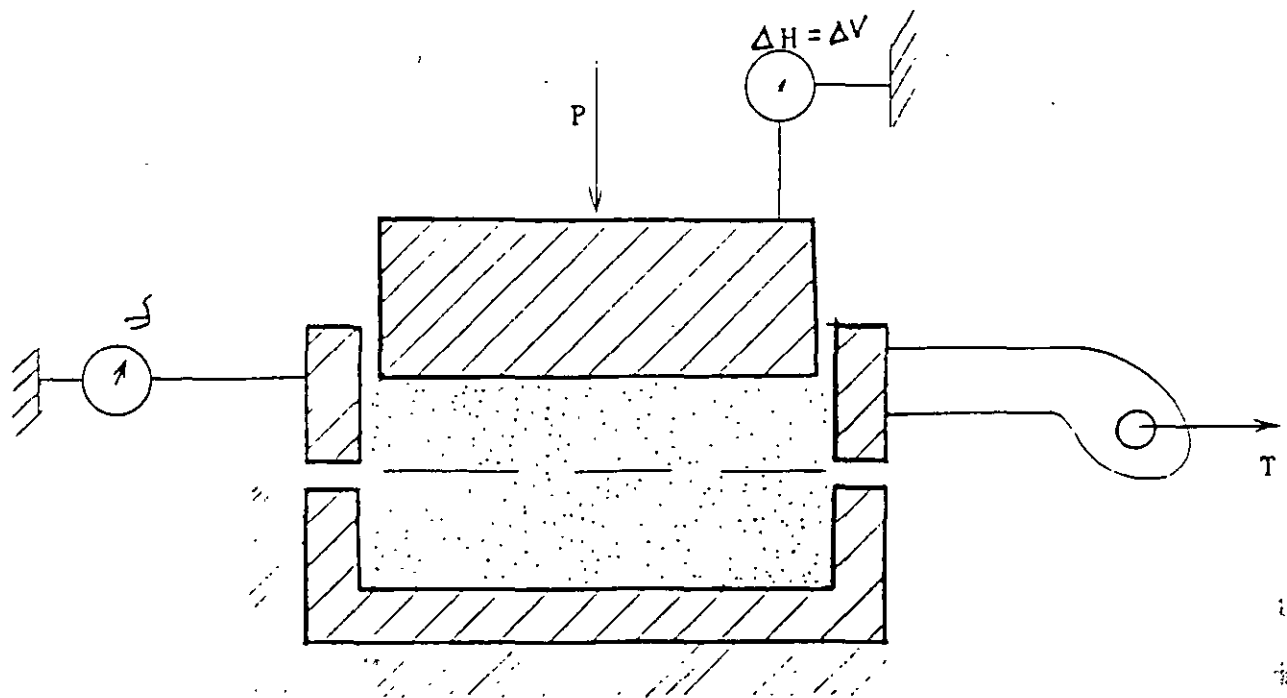
7.3.3 PRUEBAS DE CORTE DIRECTO.

Esta es una prueba muy vieja para obtener la resistencia, ya que era usada por Coulomb hace más de 200 años. El principio que usa la prueba es en verdad muy simple. Consiste básicamente en una probeta de suelo contenida por una "caja de corte", la cual está separada horizontalmente en dos partes. Una mitad se mantiene fija, respecto a otra mitad que se desliza horizontalmente. La carga normal P , se aplica a la probeta, a través de una placa rígida. Se miden durante la prueba: la carga horizontal, la deformación horizontal y la deformación vertical. Dividiendo la carga vertical y la carga horizontal, entre el área inicial de la probeta, se obtiene el esfuerzo normal y el cortante en el plano de falla. Es importante observar que el plano de falla se encuentra forzado, cuando se usa este aparato.

En la figura 7.3.10, se muestra un croquis de este equipo. Se muestra también el tipo de resultado que arroja esta prueba obtenidos en probetas de arena con la misma compacidad relativa. Cuando se grafican estos datos en el plano de Mohr, se puede obtener el ángulo de fricción interna.

En la prueba de corte directo, se pueden realizar en arcillas las mismas pruebas definidas por las condiciones de drenaje que en la prueba triaxial (CD, CU y UU).

En un análisis a esfuerzos efectivos (arena seca), se puede analizar un fenómeno interesante que se verifica en la prueba de corte directo y que se le llama " rotación de esfuerzos principales ". En la figura 7.3.11, se presentan las condiciones iniciales de la probeta en este tipo de prueba, y en la parte baja se muestra la representación de Mohr, aplicando el método del polo fijo. Observe la relación de los sistemas de referencia X Z y III I. En la figura 7.3.12, se muestran las condiciones intermedias, en el momento en que $\sigma_n = \sigma_h$. Observe para esta condición la relación de los sistemas X Z y III I. En la figura 7.3.13, se muestran las condiciones de la probeta en el momento de la falla. Observe que para esta condición $\sigma_n > \sigma_h$. Observe además la relación que guardan los sistemas X Z y III I. Finalmente observe la figura 7.3.14. En esta se muestran juntas las condiciones inicial, intermedia y final, mostrando como se va sucediendo la rotación de los esfuerzos principales.



Aparato de corte directo

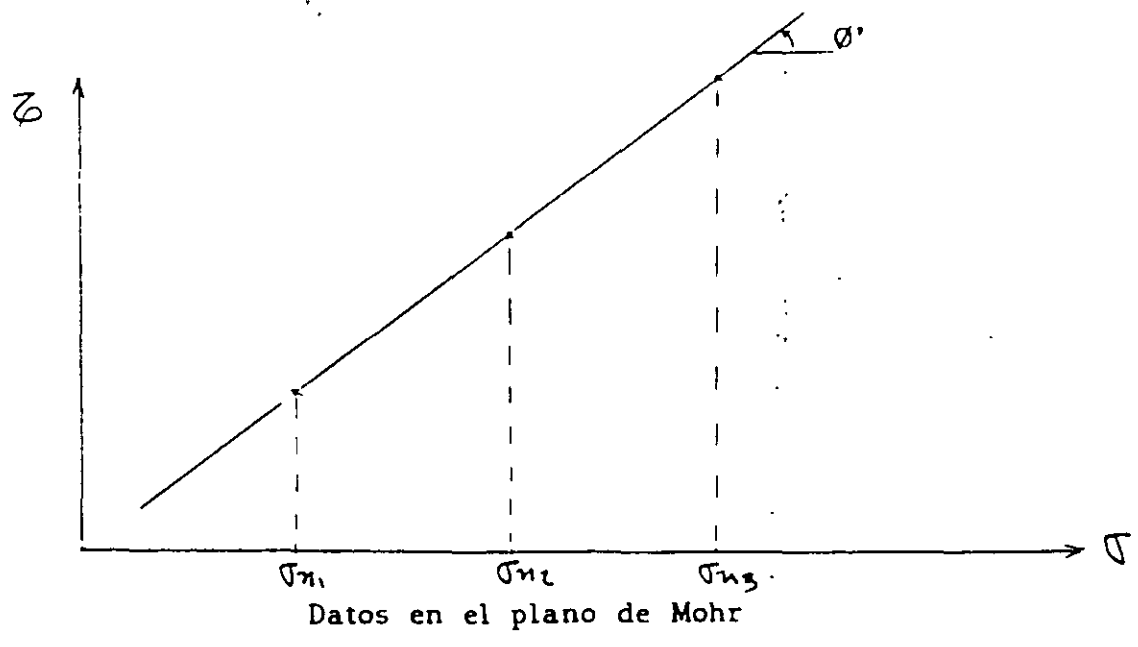


Fig. 7.3.10 Aparato de corte directo

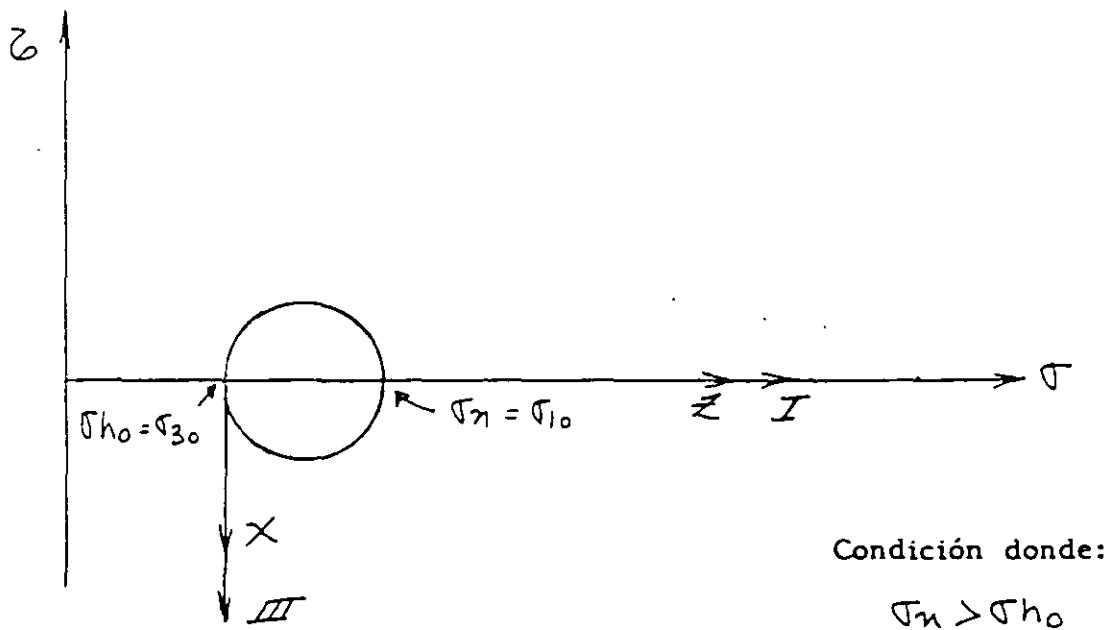
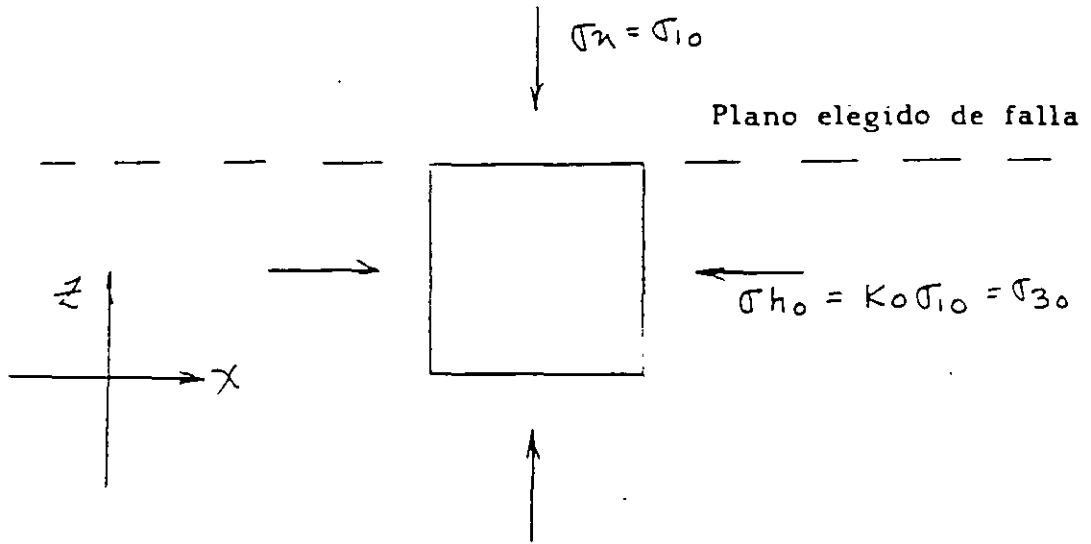


Fig. Condiciones iniciales en corte directo (primera etapa)
7.3.11

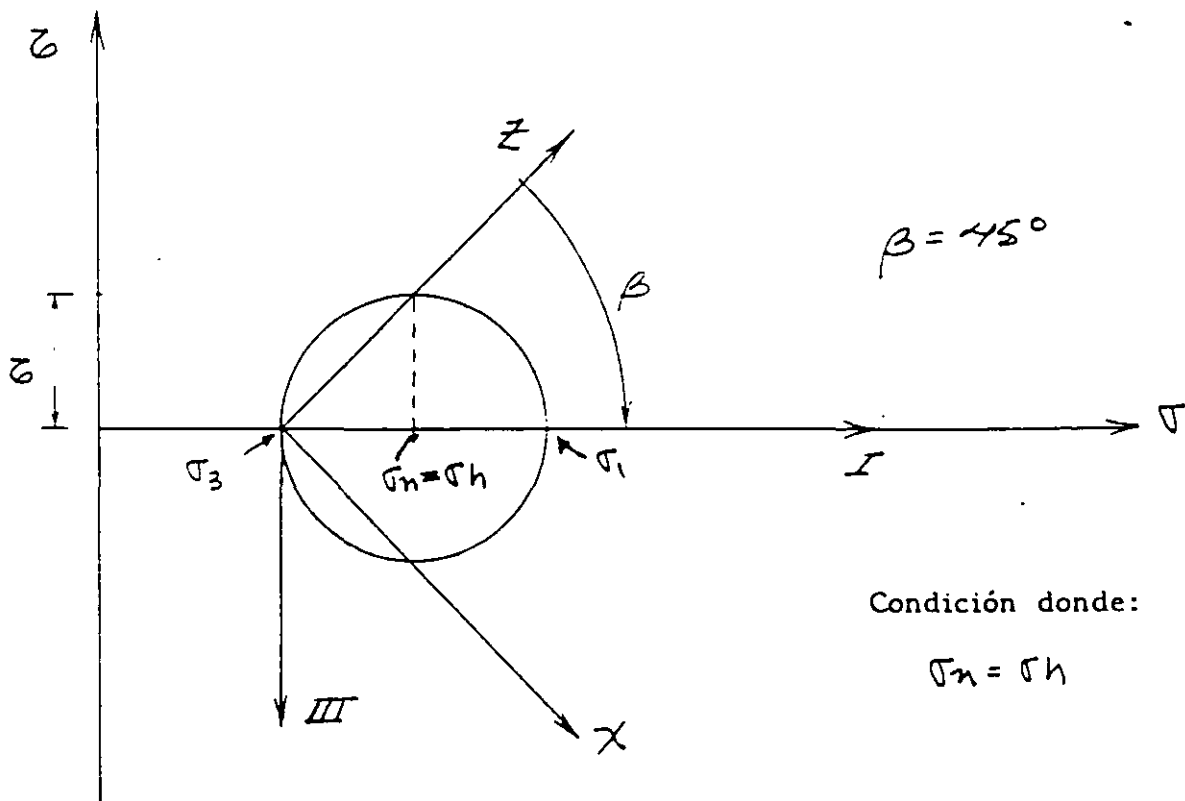
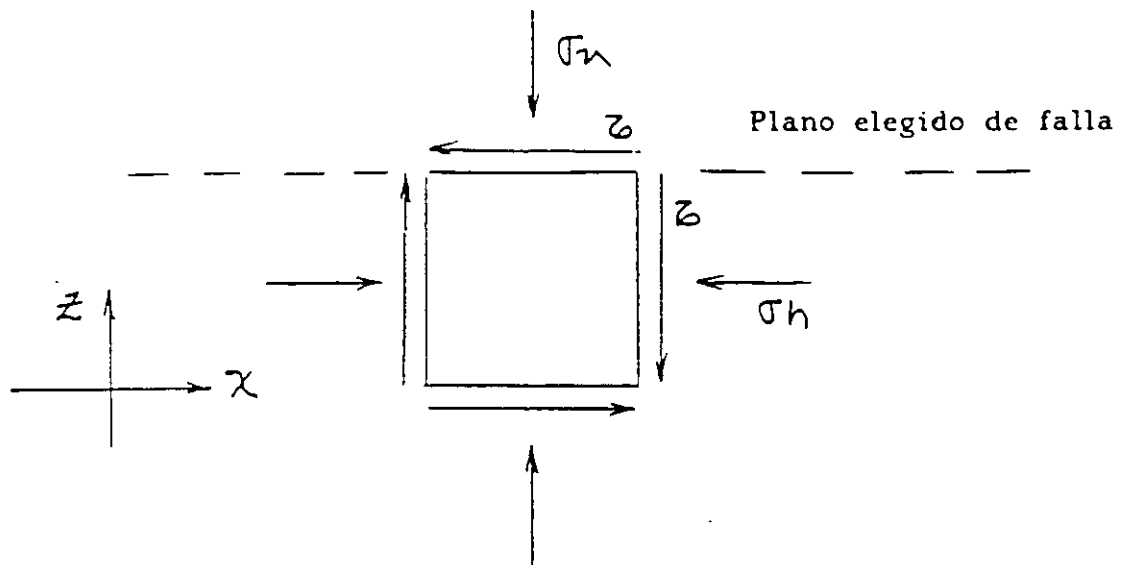


Fig. 7.3.12 Condiciones intermedias en corte directo (segunda etapa)

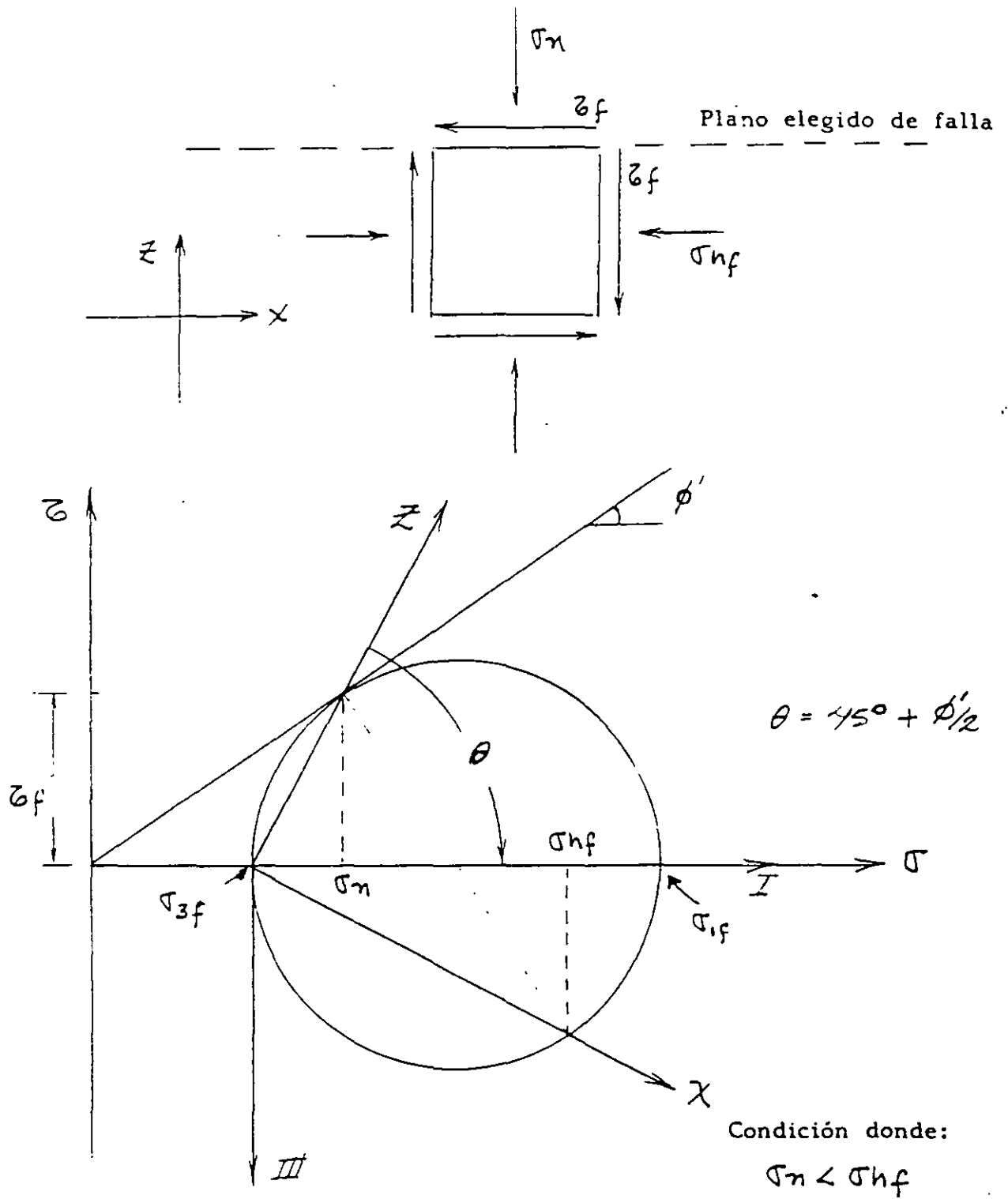


Fig. 7.3.13 Condiciones finales en corte directo (segunda etapa)

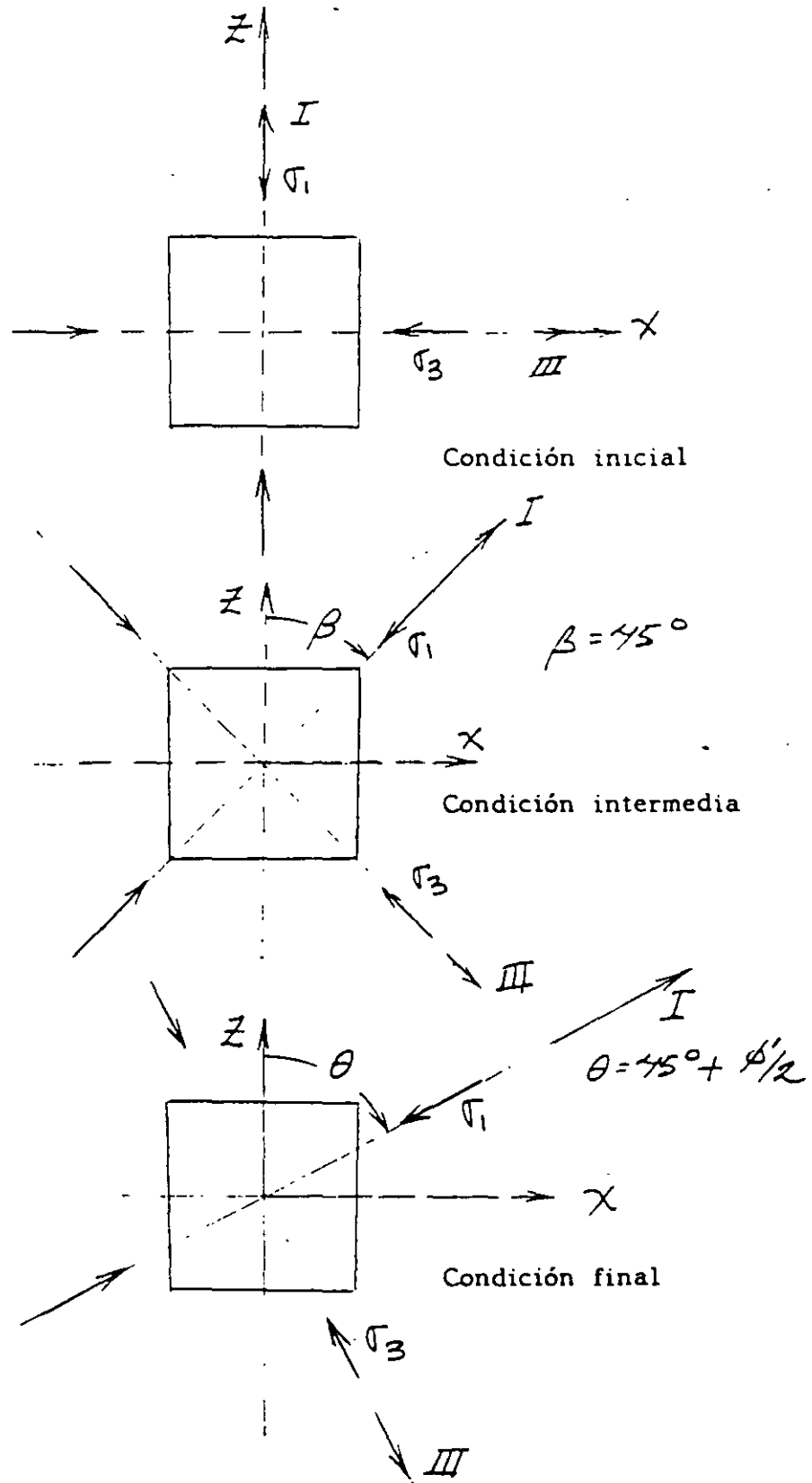


Fig. 7.3.14 Rotación de esfuerzos principales en corte directo

INSTRUCTIVO PARA REALIZAR UNA PRUEBA TRIAXIAL CD.

EQUIPO

1. Marco de carga.
2. Cámara triaxial.
3. Molde para formar la muestra.
4. Membranas impermeables.
5. Piedra porosa.
6. Bandas de hule (o rings o ligas).
7. Bomba de vacío.
8. Vernier.
9. Pipetas.
10. Cronómetro.

PROCEDIMIENTO

- 1.- Colocar una membrana impermeable en la base de carga de la cámara triaxial, fijándola con bandas de hule. Coloque una piedra porosa en la placa de base, saturándola previamente.
- 2.- Haber secado previamente arena y tener definido el peso y el volumen a lograr, para obtener la compacidad relativa deseada. Colocar el molde alrededor de la membrana y doblar esta, de modo que quede forrado la parte interior del molde. No debe haber bolsas ni dobleces. Conectar vacío al molde, tomando las precauciones para no romper la membrana. Conectar a la válvula de salida de la piedra porosa inferior, la manguera de la pipeta que abastecerá de agua a la probeta.
- 3.- Usar algún procedimiento conocido, para vaciar la arena en estado suelto. Compactar hasta lograr la compacidad deseada.
- 4.- Colocar la cabeza superior a la probeta y sellar la membrana contra ésta, por medio de banda de hule. Cuidar que la cabeza quede lo más horizontal posible.
- 5.- Bajar la pipeta, abriendo la válvula de la piedra inferior, para que la probeta experimente un vacío reducido.

6.- Quitar el molde y revisar el movimiento del agua en la pipeta, para cerciorarse de que la membrana está en buenas condiciones.

7.- Tomar las medidas de altura de probeta y diámetro de la misma, con sumo cuidado. Se debe decidir que valor se usa de H_0 y diámetro promedio para calcular A_0 .

8.- Colocar la parte superior de la cámara, cuidando que el vástago no tire la probeta recién formada. Apretar los tornillos, de modo que se tenga un sello adecuado en la cámara. Baje cuidadosamente el vástago, hasta que fije la cabeza de la probeta, para poder transportar la cámara.

9.- Coloque la cámara en el marco de carga, manteniendo la pipeta baja, para generar la tensión en la probeta. Centre la cámara y asegúrese que el vástago queda centrado con el anillo de carga (esto es necesario para que el anillo detenga el vástago. en caso de aplicar un confinamiento alto a la cámara. de otro modo, se saldría el vástago y parte del líquido confinante).

10.- Llene la cámara con el líquido confinante y aplique la presión deseada. Acerque el anillo de carga lentamente hasta tener un ligero movimiento en el extensómetro de éste. Lo anterior indica el contacto del anillo con el vástago.

11.- Coloque el extensómetro que medirá la deformación de la probeta. Tome la lectura inicial de éste.

12.- Aplique el primer incremento de carga y arranque el cronómetro. Espere un minuto para aplicar el siguiente incremento (este tiempo se da para que se libere la presión de poro en la arena y garantizar que en verdad es una prueba CD).

13.- Continúe aplicando incrementos hasta la falla de la probeta.

14.- Dibuje el plano de la falla si lo hay.

15.- Elimine la presión de la cámara y baje el líquido confinante. Recupere la probeta y métala al horno.

INSTRUCTIVO PARA LA PRUEBA DE CORTE DIRECTO.

EQUIPO

1. Aparato de corte directo.
2. Balanza con exactitud de 0.01 gr.
3. Horno para secar el suelo.
4. Vernier.
- 5 Cronómetro.

PROCEDIMIENTO.

- 1.- Secar en el horno una cantidad suficiente de arena, para realizar la prueba. Previamente se deben haber obtenido los pesos específicos secos, para las condiciones más sueltas y más compacta de esa arena. Se debe decidir, que compactación se le dará a la arena, ya que el ángulo de fricción interna de las arenas depende de ésta.
- 2.- Armar la caja de corte y con el Vernier obtener las medidas interiores de ésta, para conocer el área transversal que se va a considerar.
- 3.- Vaciar la arena a volteo, conociendo el peso que debe tener la probeta de arena, para que alcance la compactación deseada. Al compactar, deberá quedar la arena a aproximadamente 5 mm. del borde. Se colocará después el émbolo rígido que transmitirá la carga. Se deberá cuidar que ésta placa quede lo más horizontal posible.
- 4.- Aplicar la carga vertical, de modo que se logre el esfuerzo vertical deseado. Coloque el extensómetro que medirá el desplazamiento vertical.
- 5.- Separar por medio de los tornillos del equipo, las dos placas que componen la caja de corte. La separación debe ser un poco mayor que la mitad de la partícula más grande en la probeta de suelo.
- 6.- Ajuste el extensómetro horizontal que medirá el desplazamiento entre las dos partes de la caja de corte
- 7.- Aplicar la primera carga horizontal y medir con el cronómetro un minuto, a partir del inicio. Para lo anterior se debe haber programado la prueba, de tal modo que se llegue a la falla, en por lo menos diez incrementos.
- 8.- Repetir los pasos anteriores, para esfuerzos verticales diferentes del anterior, para tener por lo menos tres puntos en el plano de Mohr. Se recomienda doblar los esfuerzos. En arena seca, la línea de resistencia debe apuntar al origen del plano de Mohr.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO
DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MODULO II “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.”

CLAVE CA-026

TEMA

CLASIFICACIÓN DE CIMENTACIONES

DEL 11 AL 24 DE MAYO

EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DE 2004

INGENIERÍA DE CIMENTACIONES¹

1. Definiciones

1.1 Objeto de las Cimentaciones

Todas las obras de Ingeniería Civil, como edificios, puentes, presas, bordos, caminos, aeropistas, canales, etc., se desplantan sobre o bajo la superficie del terreno y requieren de una cimentación apropiada que proporcione seguridad y buen comportamiento a costos razonables.

1.2 Definición de cimentación

Terzaghi-Peck (Ref. 1) definen una cimentación como aquélla parte de una estructura que sirve exclusivamente para transmitir su peso al terreno natural.

En un sentido más amplio, una cimentación es la o las partes de una estructura que le proporcionan apoyo a la misma y a sus cargas. Incluyendo al suelo o roca y a las partes de la estructura que sirven para transmitir las cargas.

Así en un edificio cimentado sobre zapatas, la cimentación está constituida por el conjunto zapatas-suelo. En una cortina de tierra, el elemento de cimentación es el propio terreno que la subyace.

1.3 La Ingeniería de Cimentaciones

Es una rama de la Ingeniería Civil que trata sobre la evaluación de la capacidad de carga del sistema suelo-cimiento, de las deformaciones que experimenta la cimentación y de los procedimientos constructivos necesarios para su realización.

2. Requisitos esenciales que debe satisfacer una cimentación

Debe tener un factor de seguridad razonable contra una falla por resistencia al corte. Los asentamientos totales y diferenciales bajo las cargas de trabajo no deben exceder los límites permisibles de la estructura que se trate.

En algunos casos es importante la localización, la cual debe ser tal que evite cualquier influencia futura que pudiera afectar el comportamiento de una cimentación, y por lo tanto, de la estructura que sostiene. Un ejemplo es un puente localizado en la curva de un cauce donde existe socavación lateral.

La cimentación de estructuras hidráulicas, tales como presas, diques, bordos y canales, debe satisfacer un requisito más que es el de permeabilidad.

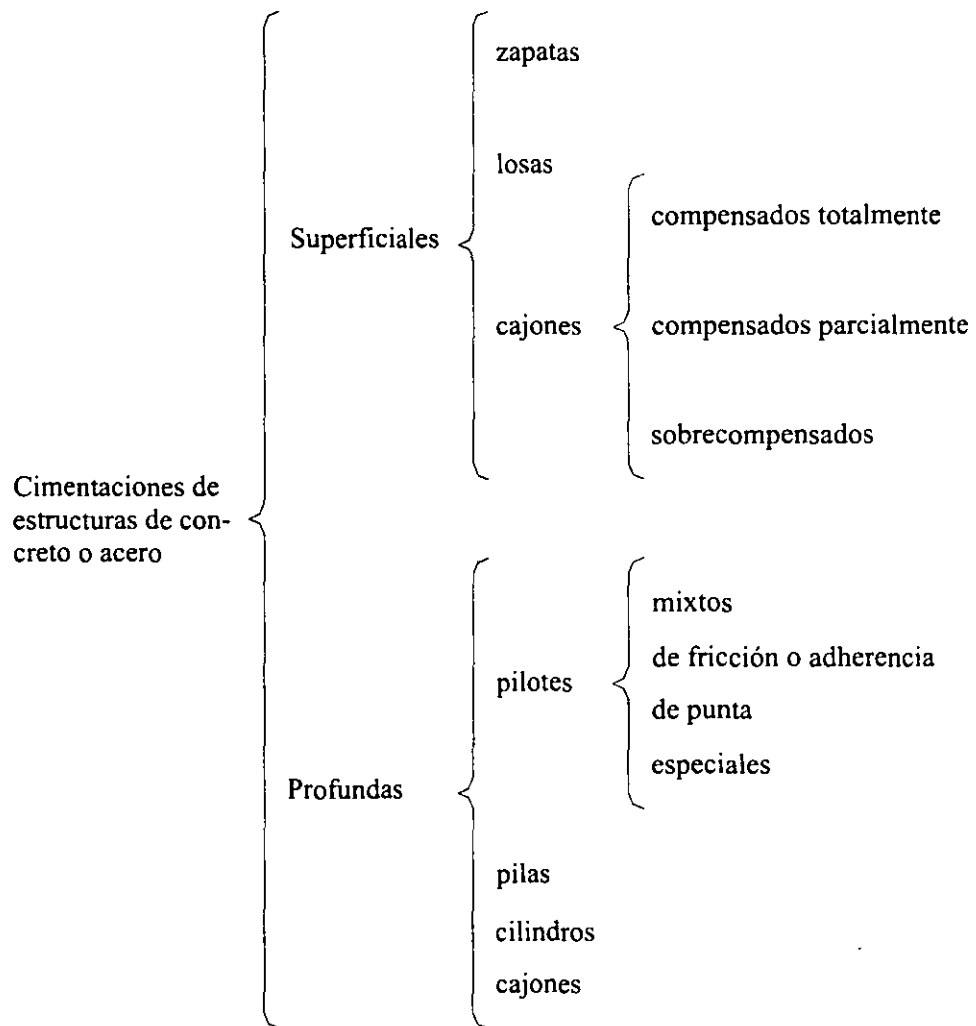
Como puede deducirse de lo anterior, en general para el estudio de cimentaciones, van a interesar las tres propiedades mecánicas principales de los suelos: resistencia al corte, compresibilidad y permeabilidad.

¹ Dr. Rigoberto Rivera Constantino, Profesor Titular, Facultad de Ingeniería, UNAM.

En el estudio de la cimentación de la cortina de una presa van a interesar las tres propiedades. En el caso de un edificio interesarán las dos primeras, excepto cuando se efectuen excavaciones bajo el nivel de aguas freáticas (NAF) donde podría interesar la tercera para diseñar el sistema de abatimiento o de control del NAF.

3. Clasificación de las cimentaciones

Las cimentaciones de estructuras de concreto o acero (edificios, torres, puentes, etc.) se clasifican en la siguiente forma:



Otras estructuras, como son las de tierra o enrocamiento (presas, bordos, rellenos, terraplenes, plataformas, etc), no poseen una subestructura o elementos de cimentación bien definidos o especiales, excepto el propio terreno o desplante. En ocasiones se aplican tratamientos para mejorar las propiedades del subsuelo con los siguientes fines: a) incrementar la resistencia al corte; b) reducir la compresibilidad; c) reducir filtraciones. En estos casos las cimentaciones pueden clasificarse en desplantadas en terreno natural o en terreno tratado.

3.1 Zapatas aisladas

Las zapatas aisladas son cimientos someros de forma cuadrada o rectangular, construidos usualmente de concreto reforzado. Por lo general se utilizan en suelos poco compresibles de mediana y alta capacidad de carga, o para estructuras capaces de soportar asentamientos diferenciales sin daños.

Las zapatas son elementos desplantados a una profundidad relativamente pequeña y se emplan como elementos de cimentación bajo columnas (Fig. 1). En ocasiones se utilizan zapatas combinadas que reciben las descargas de dos o más columnas, siendo su finalidad reducir los asentamientos diferenciales.

3.2 Zapatas corridas o continuas

Las zapatas corridas son cimentaciones someras recomendadas para suelos de compresibilidad baja o media, recibiendo las cargas de la estructura generalmente a través de muros (Fig. 2). También se puede elegir este tipo de cimentación cuando el espacio libre entre las zapatas aisladas es tan pequeño que resulta más económico construirlas en forma continua, cuando se ejercen momentos considerables a nivel de la cimentación o bien cuando se quiere disminuir los hundimientos diferenciales entre columnas.

La profundidad de desplante dependerá de las características del suelo, magnitud de las cargas, costo de la cimentación, presencia del NAF y cimentaciones colindantes.

Por razones de economía, en nuestro medio, se utilizan comúnmente cimientos de mampostería bajo muros de carga de casas de uno y dos pisos (Fig. 3).

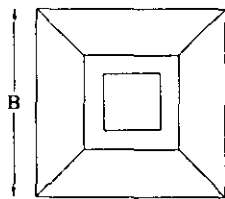
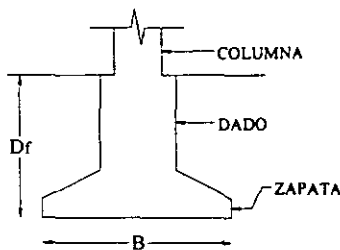


Fig. 1. Zapatas aisladas

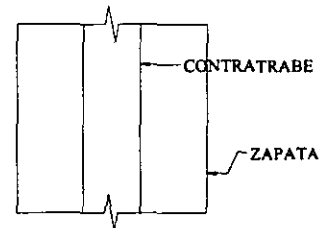
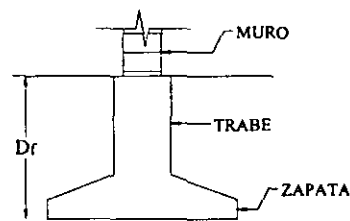
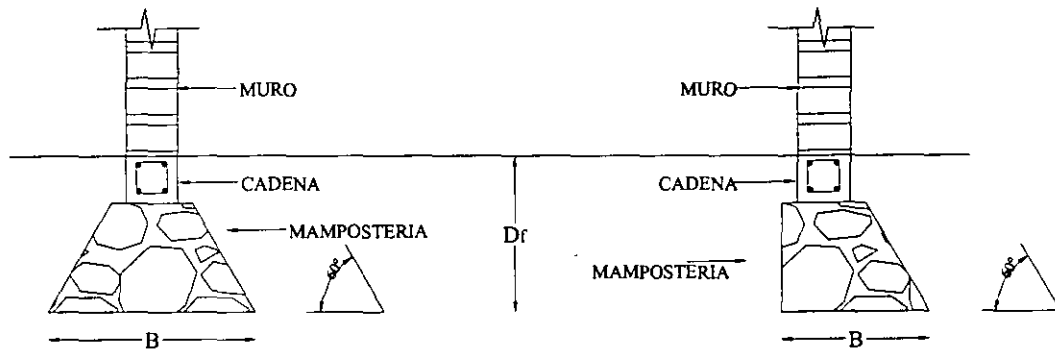


Fig. 2. Zapatas corridas o continuas



(a) CIMIENTO EN MURO INTERIOR

(b) CIMIENTO EN MURO DE COLINDANCIA

Fig. 3 Cimientos continuos de mampostería

3.3 Losas de cimentación

Una losa de cimentación es una placa que cubre la totalidad de la planta de la superestructura, por lo menos, y que transmite el peso total de ellas al subsuelo de apoyo. Se opta por su empleo cuando la magnitud de las cargas de la estructura y las características mecánicas del subsuelo son tales que las zapatas requeridas ocuparían algo más de la mitad del área de la proyección en planta del edificio.

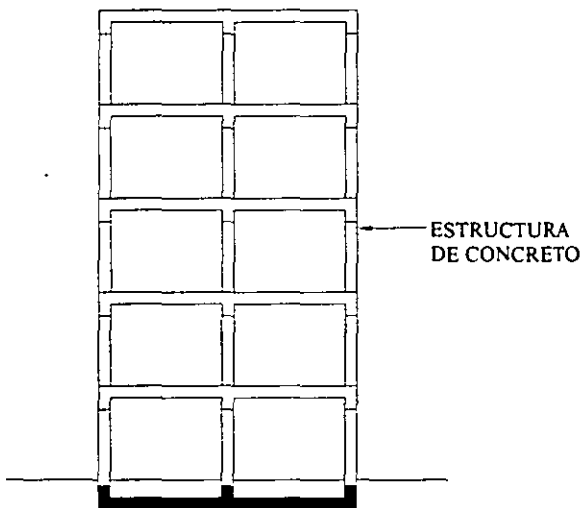


Fig. 4 Losa de cimentación

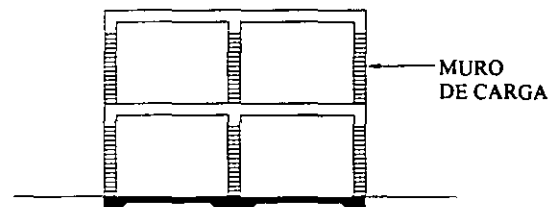


Fig. 5 Losa-piso en edificaciones económicas

Comúnmente las losas son de concreto reforzado y se rigidizan con contratabes para reducir asentamientos diferenciales y para transferir la reacción sobre la losa (Fig. 4).

En casas muy ligeras se han utilizado por economía, cuando se aplican procedimientos de construcción en serie, donde la propia losa sirve a la vez de piso de planta baja (Fig. 5).

3.4 Cimentaciones compensadas

Las cimentaciones compensadas se utilizan en edificios que transmiten cargas de mediana magnitud a suelos de compresibilidad media a alta y cuya capacidad de carga resulta baja.

En estas cimentaciones se remueve un peso de suelo tal que si éste resulta igual al peso de la estructura, la cimentación recibe el nombre de totalmente compensada. En ciertas circunstancias el peso del material removido puede ser menor o mayor que el peso de la estructura, por lo que la cimentación recibe el nombre de parcialmente compensada y sobrecompensada, respectivamente. Debido a que este tipo de cimentaciones requieren de un cajón monolítico, su rigidez es muy grande, lo que provoca que las presiones de contacto se concentren en los bordes del cajón. Si la cimentación se encuentra sometida a momentos de volteo importantes, por ejemplo sismo, se puede producir una falla local en esa zona, lo que provocaría un desplomo del edificio y en casos extremos su falla total por inestabilidad.

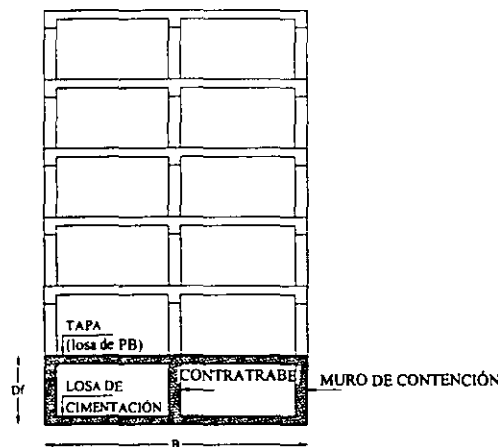


Fig. 6 Cimentaciones compensadas

Los cajones generalmente están formados por las losas de cimentación y tapa, retícula de contratraveses y muros de contención (Fig. 6). En ocasiones la losa de cimentación se substituye por cascarones cilíndricos invertidos.

3.5 Pilotes de fricción

Cuando las capas del subsuelo cercanas a la superficie son muy compresibles, formadas por arcilla muy blanda, suelos orgánicos y turba o limo y arena en estado suelto, se utilizan cimientos profundos constituidos por elementos alargados que transmiten parte o todo el peso del edificio a estratos profundos resistentes o menos compresibles que los superiores. Algunas veces el costo elevado y los problemas de construcción, además de un mal comportamiento de los cimientos superficiales, conducen al empleo de los profundos.

Los pilotes de adherencia o fricción transmiten la carga al subsuelo a través de su superficie lateral, siendo la carga transmitida en la punta sólo una fracción pequeña de la total, generalmente despreciable. Cuando la resistencia del terreno se debe a la cohesión, como es el caso de pilotes hincados en arcilla, se les denomina pilotes de adherencia, y su diseño se realiza en términos de esfuerzos totales. Si la fuerza resistente se debe a la fricción entre pilote-suelo se les llama pilotes de fricción y su diseño se realiza en términos de esfuerzos efectivos.

En muchos casos, como ocurre en la Ciudad de México donde el subsuelo es muy compresible y existe hundimiento regional, los pilotes de fricción se utilizan junto con un cajón que compensa parte o la totalidad del peso del edificio (Fig. 7).

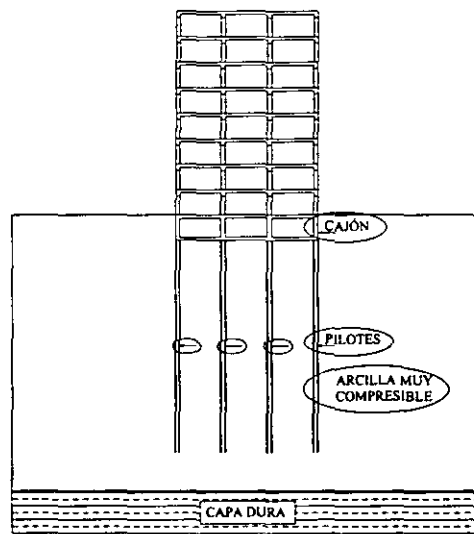


Fig. 7. Cimentación compensada con pilotes de fricción

En estos casos los pilotes de fricción se deben hacer trabajar al límite, esto es con factor de seguridad unitario, para evitar el fenómeno de la "fricción negativa", por lo que el cajón de cimentación sólo tomará una fracción pequeña de la carga total del edificio, manteniendo una reserva de resistencia suficiente para tomar los incrementos de esfuerzos que provoquen las cargas accidentales como el sismo o viento. Esta solución es particularmente eficiente cuando la compresibilidad del suelo se reduce con la profundidad y tiene como ventajas: a) reducir los hundimientos de la estructura y b) que el edificio se hunda con la misma velocidad que la superficie del terreno.

3.6 Pilotes de punta

Los pilotes de punta, como su nombre lo indica, transmiten todo o la mayor parte del peso del edificio por la base o punta a la roca o estrato de suelo muy resistente y poco o nada compresible. En la zona céntrica de la Ciudad de México se han utilizado en edificios muy pesados donde otro tipo de cimientos no ofrecen mayor seguridad. Este tipo de cimentación tiene los siguientes inconvenientes: a) el hundimiento regional provoca en los pilotes fricción negativa y que hace que con el tiempo el edificio emerja; b) causan daños a las construcciones vecinas cuando éstas están cimentadas por superficie y aún sobre pilotes

de adherencia. La Fig. 8 ilustra la cimentación de un edificio con pilotes apoyados de punta en la capa dura.

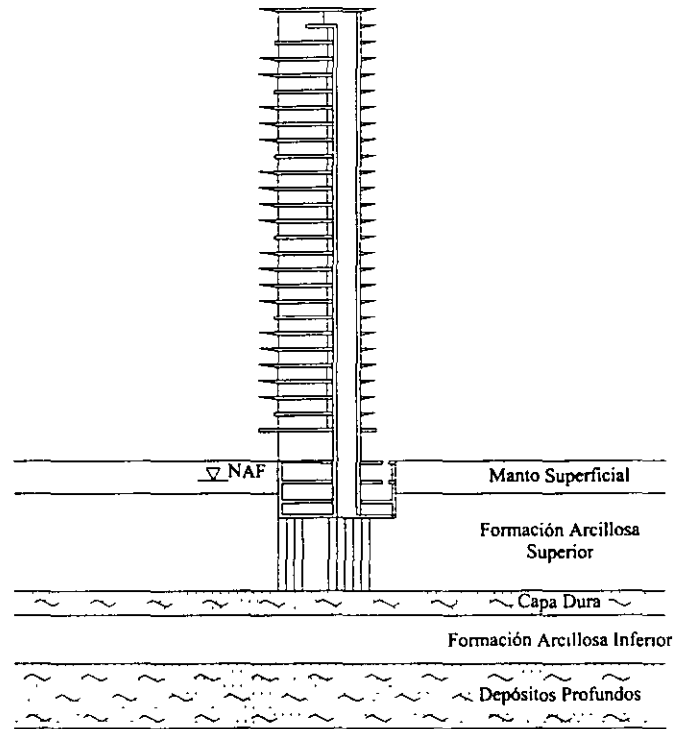


Fig. 8 Edificio con pilotes de punta localizado en la zona del lago

Los pilotes mixtos son aquellos en los que el trabajo de adherencia o fricción es tan importante como el de punta, sin embargo, hay que tomar en cuenta que los niveles de deformación necesarios para alcanzar la capacidad de carga última en los pilotes de fricción y punta son muy diferentes, por lo que estas dos componentes de la capacidad de carga no son aditivas en muchos de los casos.

3.7 Pilotes especiales

A raíz del hundimiento regional que existe en la Ciudad de México, se han ideado pilotes especiales con dispositivos de control manual o automático.

La figura 9 muestra el mecanismo de un tipo de pilote con dispositivos de control manual (Ref. 2). El peso del edificio es transmitido de la losa de cimentación a la cabeza de los pilotes a través de las anclas y el cabezal. Entre éste y los pilotes se colocan las celdas de deformación que son cubos de madera.

El funcionamiento de los pilotes con celdas de madera consiste en que éstas se deformen con igual velocidad que la superficie del terreno se hunde, sin embargo, esto no ocurre generalmente en la práctica ya que la madera tiene características de tiempo – deformación diferentes a las del suelo. La cimentación requiere de una conservación

continúa, pues en caso contrario a largo plazo los pilotes trabajarían de punta, bajo una condición de carga más crítica que la considerada en el diseño.

Un segundo tipo de pilotes especiales, que se han utilizado en algunos edificios de la ciudad de México, son los denominados pilotes penetrantes de sección variable. Con estos pilotes se pretende también evitar que los edificios emerjan por efecto de la consolidación regional, haciendo que la punta del tramo inferior, de sección transversal menor que la del resto del pilote, penetre en la capa dura una vez que la fricción negativa haya alcanzado un valor suficiente, llegando a una condición tal que cualquier tendencia de la fricción negativa a aumentar es automáticamente anulada por la penetración de pilotes. La cimentación del Palacio de los Deportes de la ciudad de México constituye un ejemplo de este tipo de cimentación.

Con escasa frecuencia se han utilizado otros tipos de pilotes especiales: los pilotes entrelazados y los pilotes electrometálicos.

Los pilotes entrelazados constan de un conjunto de pilotes convencionales ligados a la subestructura (pilotes A), más otro conjunto apoyado en la capa dura (pilotes B), como lo ilustra la figura 10. Los colchones de suelo compresible entre la punta de los pilotes A y la capa dura y entre la cabeza de los pilotes B y la losa de cimentación absorben los enjuntamientos de la formación arcillosa superior debido a la consolidación regional, impidiendo que la estructura emerja.

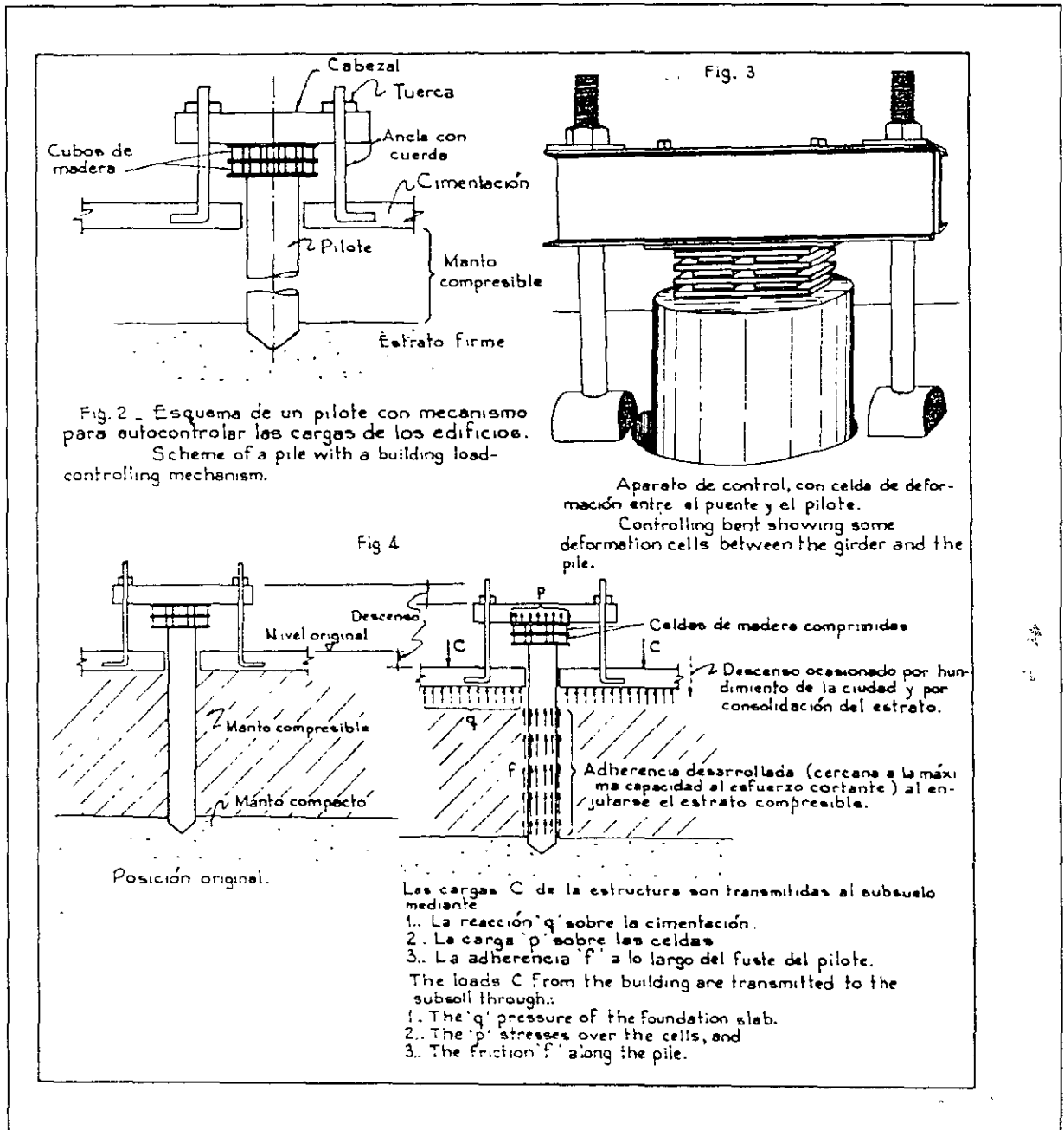


Fig. 9 Pilotes de control utilizando cubos de madera como celdas de deformación

Los pilotes electrometálicos están formados por tubos de acero (ánodos) hincados en la arcilla, los cuales son sometidos a una corriente eléctrica, en tanto que unas varillas de acero (cátodos) hincadas a cierta distancia de los primeros cierran el circuito. El objeto del tratamiento electrosmótico es lograr que en un lapso de tiempo de dos a tres horas la adherencia suelo-pilote sea de magnitud semejante a la resistencia al corte natural del suelo

Los dos últimos tipos de pilotes especiales antes mencionados se han utilizado en principalmente en recimentaciones.

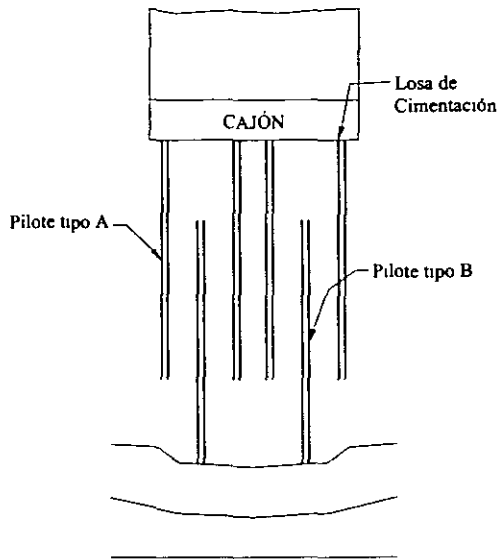


Fig. 10 Pilotes entrelazados

Además de los usos de pilotes en los casos antes mencionados hay otros, tales como en la compactación de suelos sueltos, en la estabilización de terraplenes en laderas, en muelles y duques de alba para soportar fuerzas horizontales, etc. La figura 13 ilustra algunas de estas aplicaciones.

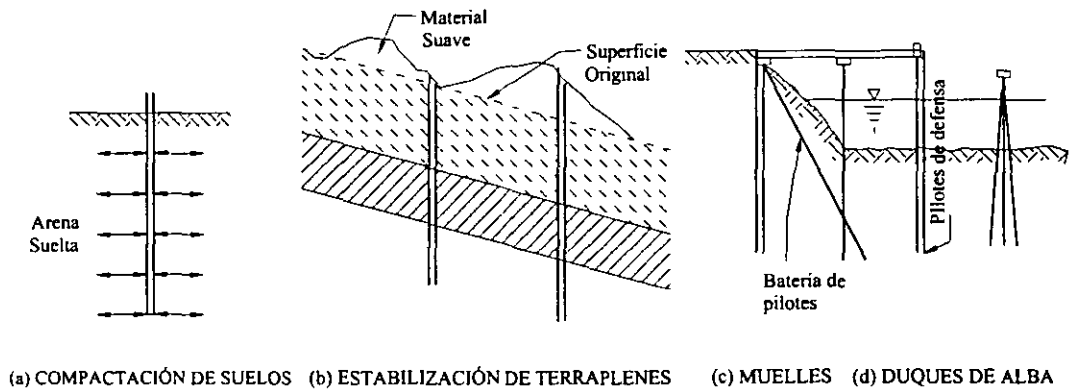


Fig. 11 Otros usos de pilotes

3.8 Pilas

Las pilas son elementos de dimensiones mayores que las de los pilotes siendo, por lo tanto, de una capacidad de carga más alta. Son elementos prismáticos colados en una perforación y que se apoyan en roca o suelos compactos o duros. Generalmente en su

extremo inferior tienen una ampliación que se denomina campana. Las condiciones del subsuelo y los procedimientos constructivos son factores determinantes para decidir su uso.

En la referencia 3 se tratan a detalle los aspectos de diseño, construcción de este tipo de elementos. La figura 12 muestra un caso real de cimentación a base de pilas desplantadas a 10.5m de profundidad, utilizando en un edificio de 18 pisos construido en la zona de baja compresibilidad de la Ciudad de México.

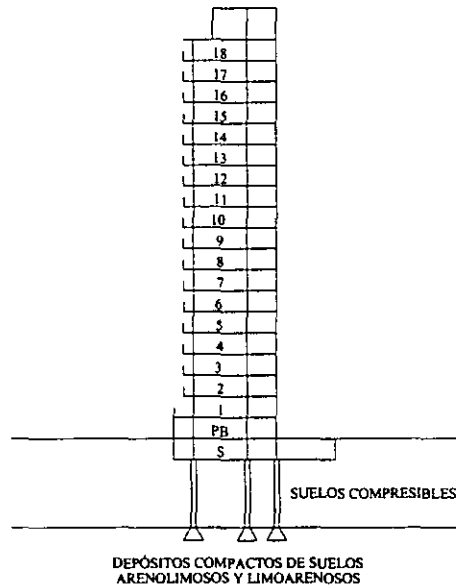


Fig. 12 Cimentación de un edificio con pilas

Los cilindros de cimentación son elementos huecos de grandes dimensiones, cuya capacidad de carga es mucho mayor que la de las pilas. Se utilizan generalmente para la cimentación de los apoyos de grandes puentes y de otras estructuras pesadas. En vista de las grandes dimensiones de estos elementos, se aplican procedimientos de construcción especiales que consisten en hincarlos haciendo fallar el terreno por resistencia al corte en su base. La figura 13 muestra el cilindro utilizado en el apoyo número 11 del puente Coatzacoalcos (Ref. 4).

Cuando la cimentación tiene grandes dimensiones en planta y se localiza a gran profundidad bajo el agua, se utilizan cajones de cimentación. Estos se hunden hasta el desplante a medida que se construyen en la superficie. Un cajón puede estar formado por una celda o subdividido en varias separadas entre sí.

Los cajones pueden ser de dos tipos: abiertos o neumáticos con aire comprimido. Los primeros están abiertos tanto en el fondo como en la superficie y el material excavado se extrae con draga de succión o con "cucharón de almeja".

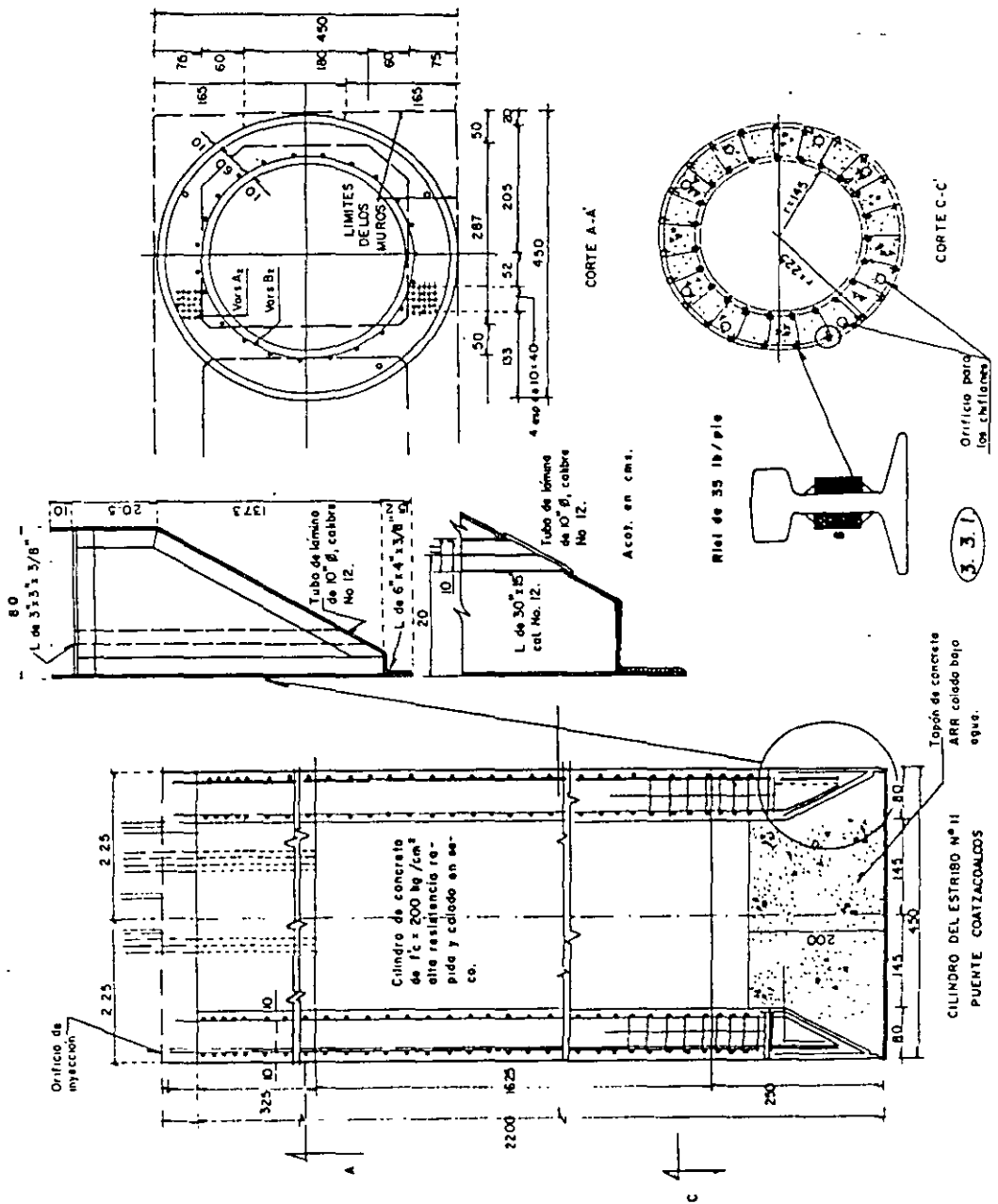


Fig. 13. Cilindro de cimentación utilizado en apoyo 11 del puente Coatzacoalcos

En los casos en que se requiere inspeccionar el suelo o roca de apoyo, profundizarse en ésta o efectuar un buen colado, operaciones que se dificultan en los cajones abiertos debido a la presencia del agua, se utilizan cajones neumáticos que permiten trabajar desde su interior. Estos poseen por lo menos dos cámaras de compresión y descompresión; una para el personal y otra para materiales y herramientas. Para presiones hasta de 2.5 atmósferas el hombre puede trabajar prácticamente en condiciones normales, sin embargo, para presiones mayores el cansancio es inmediato y requiere de períodos largos de descanso, corriendo el peligro de ser atacado por el aeroembolismo.

En ocasiones es económico el empleo de materiales de precarga para consolidar terrenos compresibles y mejorar su resistencia al corte antes de construir la estructura definitiva. La figura 14 (Ref. 4) muestra el caso del mejoramiento de un terreno arcilloso compresible mediante el peso de un relleno temporal colado en la superficie donde va a construirse un tanque de almacenamiento. El peso del relleno es por lo menos igual al peso del tanque lleno, abarcando en planta la superficie del mismo. Cuando el suelo se ha consolidado o ha experimentado un porcentaje de consolidación adecuado, según nivelaciones y mediciones de campo que para este fin se realicen, se retira el relleno para proceder a la construcción del tanque.

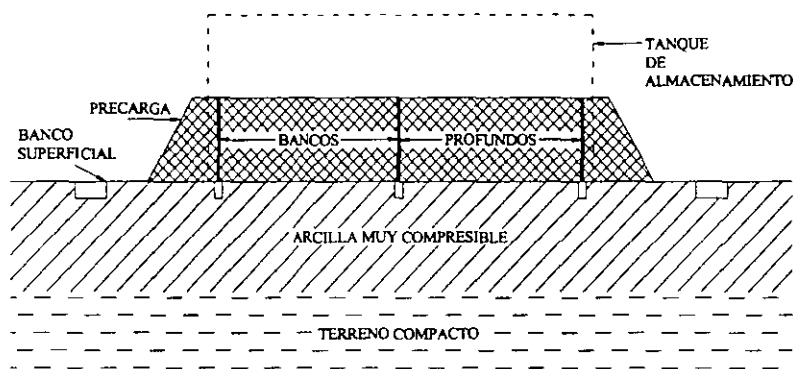


Fig. 14. Empleo de precargas para la consolidación previa del terreno

-Algunos casos que ilustran problemas de cimentación de estructuras de tierra

La construcción de terraplenes para caminos o vías férreas a través de terrenos pantanosos, presentan serios problemas debidos a la alta compresibilidad de la turba y suelos orgánicos que los constituyen. En este tipo de obras los asentamientos deben ser tolerables para su operación normal. Dependiendo principalmente del espesor de los suelos compresibles, existen varios procedimientos de construcción que pueden consistir en: (a), extraerlos totalmente con draga; (b), desplazarlos con el peso del propio terraplén; (c), utilización de cargas explosivas para facilitar el desplazamiento del suelo con el peso el propio terraplén.

Todos los casos antes descritos tratan con problemas de resistencia al corte y compresibilidad, sin embargo, existen otros relacionados con la permeabilidad del terreno, especialmente en obras hidráulicas como presas.

2.Requisitos de una cimentación

Como todas las partes de una estructura, la cimentación debe cumplir con los siguientes requisitos:

a) La cimentación deberá localizarse apropiadamente para evitar cualquier influencia futura que pudiera afectar su comportamiento.

- b) La cimentación debe ser segura contra fallas por resistencia al corte del subsuelo.
- c) La cimentación no debe asentarse o deformarse más allá de los valores tolerables (establecidos por la Normatividad) para evitar daños y reparaciones de la estructura.

El orden de importancia de estos requisitos es el antes señalado.

El primero es difícil de determinar ya que involucra factores muy diversos, algunos de los cuales no pueden evaluarse analíticamente y deben determinarse con buen criterio ingenieril.

El segundo requisito es específico. Equivale a la condición que debe cumplir una trabe de la superestructura para que sea segura a la falla ante la carga de trabajo a que estará sujeta.

El tercer requisito es a la vez específico y difícil de determinar. Equivale a la condición que debe cumplir una trabe para que no se deforme más allá de un valor que pudiera ser objetable; la magnitud de la deformación es específica, pero es objetable porque no puede definirse con precisión.

Estos tres requisitos son independientes uno del otro, pero cada uno debe satisfacerse. Lo anterior significa que si solamente dos de ellos se cumplen la cimentación es inadecuada.

Estos requisitos deben aplicarse en forma racional para evitar diseños defectuosos. Si la cimentación es excesivamente segura, no sólo podrá implicar costos elevados, sino también problemas de construcción. Situaciones como estas se observan frecuentemente en la aplicación diaria de la ingeniería. Como ejemplo se cita el caso de un edificio, localizado en un sitio donde el subsuelo estaba constituido por depósitos relativamente sueltos y de reducido espesor, bajo los cuales existía una formación de lutitas alteradas. Se realizaron sondeos de penetración estándar, obteniendo un número elevado de golpes, superior a 30 por 30cm de penetración. Como no se obtuvieron muestras inalteradas para determinar en el laboratorio la resistencia al corte, el ingeniero a cuyo cargo estaba el estudio, estimó por correlaciones inapropiadas un valor de adherencia entre pilote y suelo de 1.6 t/m^2 , pensando en que la cimentación apropiada sería una formada por pilotes precolados trabajando por adherencia. Para pilotes de 60t de carga de trabajo y de 40 cm de diámetro, determinó y recomendó que la longitud requerida sería de aproximadamente 30 m. El ingeniero estructurista diseñó con esta base la subestructura. La obra fue concursada conforme a este diseño, procediendo el contratista a colar todos los pilotes. Cuando se intentó hincar el primer pilote, éste no penetró más de 1m en la lutita alterada y en vista de esta situación el ingeniero consultor en mecánica de suelos propuso hacer perforaciones previas al hincado de los pilotes de diámetro ligeramente menor que el de los pilotes.

Bajo esta nueva recomendación los pilotes penetraron hasta unos 10 m de profundidad. Ante este segundo fracaso, se hizo una revisión de la cimentación, encontrando que la solución era inapropiada debido a que se subestimaron las propiedades del subsuelo, optando por otra cimentación constituida por pilotes cortos trabajando por

punta y adherencia, con el fin de aprovechar parte de los pilotes colados. Este es un ejemplo que muestra una falla económica y constructiva, que reportó una pérdida de varios cientos de miles de pesos.

Por el contrario, cuando se elige una cimentación inapropiada y se sobreestiman las propiedades mecánicas del subsuelo, se corre el riesgo de proyectar una cimentación de comportamiento inadecuado, o llegarse al caso de fallas que inutilicen a la estructura y que impliquen una recimentación o una demolición, con la subsecuente pérdida económica. Aún más, la falla puede llegar al colapso total de la estructura. De estos diferentes tipos de fallas, también existe un sin número de casos, bien conocidos y que no es necesario describir un caso ilustrativo.

En lo que se refiere a la localización de la estructura y su cimentación, es frecuente observar fallas. Como ejemplo se cita el caso de una aeropista que se localizó sin tomar en cuenta las características del subsuelo, sobre un terreno irregular tanto en estratigrafía como en propiedades mecánicas, el cual contenía espesores muy variables de arcilla de alta compresibilidad. La pista se construyó sobre este terreno y al poco tiempo presentó deformaciones por hundimientos diferenciales que fueron causa para inutilizarlo y construir otro localizado en un terreno de mejores características, ahora si tomando en cuenta las propiedades del subsuelo. En puentes se presentan a menudo fallas por localización defectuosa.

3. Factores que determinan el tipo de cimentación

Se entiende como cimentación apropiada aquella que, además de proporcionar un buen comportamiento a la estructura, sea de fácil realización y económica. Por lo tanto, en su elección es necesario el conocimiento de aspectos técnicos, procedimientos constructivos y económicos. Estos aspectos están estrechamente interrelacionados entre sí y pueden operar inapropiadamente si uno se desliga del otro.

Influyen en la elección de alternativas de cimentación los siguientes factores principales:

- a) características del subsuelo
- b) condiciones del subsuelo

3.1 Características de la estructura

Dimensiones y forma

- a) Magnitud, tipo y distribución de las cargas
- b) Sensibilidad
- c) Destino y requisitos de funcionamiento

3.2 Condiciones del subsuelo

- a) Estratigrafía y propiedades
- b) Profundidad del nivel freático
- c) Comportamiento del subsuelo bajo la acción de otros agentes o fuerzas

3.1 Otros factores

En algunos casos debe tomarse en cuenta la influencia de otros factores, como el comportamiento de edificios vecinos, la existencia de hundimiento regional (Ejemplo "Zona del Lago" de la Ciudad de México), los efectos de socavación en cimientos de puentes, etc.

Las estructuras en cuanto a su sensibilidad pueden clasificarse de acuerdo a lo que se indica en la tabla 1.

Tabla 1. Sensibilidad de las estructuras

SENSIBILIDAD	TIPOS DE ESTRUCTURAS
Baja o nula	Muy Flexibles
Media	Marcos, estructuras estáticamente determinadas y edificios altos
Alta	Estructuras estáticamente indeterminadas, con grandes claros, edificios altos y torres, edificios con materiales de recubrimiento y muros de tabique o mampostería frágiles, con grandes claros y pocas juntas, edificios con equipo que requieren seguridad y estabilidad en su funcionamiento, ciertos tipos de cascarones y marcos continuos.

4. Datos para el estudio de una cimentación

Para el estudio de una cimentación es necesario el conocimiento del proyecto y del subsuelo sobre el que se construirá la obra. La cantidad y detalle de los datos requeridos, de proyecto y subsuelo, dependerán del tipo e importancia del primero y de las características del segundo. Así, por ejemplo, los datos requeridos para el estudio de la cimentación de un edificio alto y pesado en un terreno compresible serán más abundantes que en caso de una estructura ligera en el mismo terreno; en cambio, la información necesaria del subsuelo, para la cimentación de ambos tipos de estructuras, puede reducirse substancialmente si el terreno de cimentación es roca sana.

En este capítulo se hará referencia principalmente a la cimentación de estructuras de concreto y acero para edificios, puentes, etc.

4.1 Datos del proyecto

Según el caso de que se trate, pueden ser necesarios todos o algunos de los siguientes datos:

- Localización, dimensiones y obras que constituyen al proyecto
- Tipo, forma, dimensiones, rigidez y sensibilidad de la estructura
- Destino y condiciones de funcionamiento de la estructura

- d) Tipo, distribución y magnitud de las descargas
- e) Datos topográficos
- f) Datos hidráulicos
- g) Otros datos, tales como el comportamiento de cimentaciones de estructuras localizadas en el lugar, comportamiento de cimentaciones vecinas, etc.

4.1.1 Sensibilidad de las estructuras

En cuanto a su sensibilidad pueden clasificarse de acuerdo con la tabla 1.

El grado de riesgo que puede tolerarse está relacionado con la sensibilidad de una estructura ante las variaciones o irregularidades del subsuelo. El grado de riesgo envuelto está relacionado con la aparente uniformidad u homogeneidad de los estratos que constituyen al subsuelo.

La estructura de una nave industrial cubierta con lámina y formada por columnas en las que se apoyan armaduras metálicas con apoyos libres o articulados, puede soportar deformaciones altas sin dañarse. En cambio si la nave está cubierta por cascarones o tiene marcos de concreto, el riesgo de la estructura a dañarse es mayor ante los mismos asentamientos, siendo por lo tanto, menor el asentamiento tolerable.

4.1.2 Destino

El destino o uso que vaya a darse a una estructura influye en la magnitud de los asentamientos tolerables, y por lo tanto, en las condiciones de cimentación. Si la estructura contendrá máquinas con mecanismos precisos que pueden dañarse u operar deficientemente ante la presencia de asentamientos diferenciales, las deformaciones que deben tolerarse serán menores que las de una estructura destinada a otro fin como habitacional.

Referencias

1. Tezaghi, K., y Peck R., (1976), "Ingeniería de Cimentaciones", Editorial Ateneo.
2. Salazar R. Javier, (1959), "Control de las cargas en la cimentación y de los asentamientos de Edificios mediante Mecanismos en los Pilotes", Memorias del Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, pag. 405, México D.F, Sep. 1959.
3. Sociedad Mexicana De Mecánica de Suelos (2002), "Manual de pilas y pilotes" , 2ª. Edición.
4. Vietez I., Soto E., y Mosqueda A., (1970), "El subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en la Región de Minanitlán-Coatzacoalcos", Ver., V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Cimentaciones en Areas Urbanas de México, Vol. 1, México, D.F., pp. 1-60.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO
DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MODULO II “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.”

CLAVE CA-026

TEMA

CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS
DEL 11 AL 24 DE MAYO

EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DE 2004

CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS¹

1. INTRODUCCIÓN

Para visualizar el problema de la capacidad de carga en suelos resulta útil el análisis del modelo mecánico que se presenta a continuación, debido a Khristianovich. Considérese una balanza ordinaria, cuyo desplazamiento está restringido por fricción en las guías de los platillos, fig. 1.

Si un peso suficientemente pequeño se coloca en un platillo, la balanza permanece en equilibrio, pues la fricción en las guías puede neutralizarlo; en cambio, si el peso colocado es mayor que la capacidad de las guías para desarrollar fricción se requerirá, para el equilibrio, un peso suplementario en el otro platillo.

En el platillo derecho existe P y se requiere conocer Q , que debe colocarse en el platillo izquierdo para tener la balanza en equilibrio crítico (situación en que la balanza pierde su equilibrio con cualquier incremento de peso en uno de los platillos). Este problema tiene dos soluciones; una corresponde a un $Q < P$ y la otra, a un $Q > P$.

Considérese ahora el caso de una cimentación. Un cimiento de ancho B , está desplantado a una profundidad D , dentro de un medio continuo, fig. 2. El problema de una cimentación sería encontrar la carga q , máxima, que puede ponerse en el cimiento sin que se pierda la estabilidad del conjunto. La presión q que puede ponerse en el platillo izquierdo es mayor que la carga del otro platillo, $p = \gamma D$, puesto que la resistencia del suelo, representada en el modelo por la fricción en las guías, está trabajando a favor de q .

Ahora q es nulo, pero como se profundiza la excavación las cosas suceden como si se bajase el nivel de la balanza de la fig. 2, con la consecuencia del aumento de la presión p . Existirá una profundidad crítica tal que, al tratar de aumentar la excavación, el fondo de ésta se levantará como lo haría el platillo de la balanza. Este es el fenómeno de falla de fondo.

Una cimentación en que q sea igual a p se denomina en mecánica de suelos totalmente compensada.

2. TEORÍAS DE CAPACIDAD DE CARGA DE CIMIENTOS SUPERFICIALES.

Una buena parte de las teorías desarrolladas tiene su base en hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos a partir de tales hipótesis. En otras teorías, especialmente en las que corresponden a desarrollos recientes, la observación y el empirismo juegan un papel mucho más importante. Se puede decir que todas las teorías matemáticas tienen como punto de partida la solución de Prandtl.

¹ Ing. Germán López Rincón, Ing. Héctor Legorreta Cuevas y Dr. Rigoberto Rivera Constantino, Profesores de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Las diferentes teorías de capacidad de carga solucionan problemas en suelos cohesivos, friccionantes y algunas de ellas el caso de suelos cohesivo-friccionantes.

2.1 Análisis límite del problema de capacidad de carga en suelos cohesivos

La teoría de la elasticidad permite establecer la solución para el estado de esfuerzos en un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, cuando sobre él actúa una carga uniformemente distribuida, sobre una banda de ancho $2b$ y de longitud infinita, fig. 3. Aquí los máximos esfuerzos cortantes valen q/π y están aplicados en el semicírculo de diámetro $2b$.

Para completar la aplicación del análisis límite a los problemas de capacidad de carga de suelos puramente cohesivos se necesita un valor límite superior para el valor de la carga última q_u . Para realizar este análisis se aplica el método sueco al problema de capacidad de carga, fig. 4.

En realidad puede demostrarse que el círculo analizado no es el más crítico posible. Si se escoge un centro en O' , sobre el borde del área cargada, pero más alto que O , puede probarse que existe un círculo, el más crítico de todos, para el que $q_{\max} = 5.5 c$ y representa la carga máxima que puede darse al cimiento sin que ocurra el deslizamiento a lo largo del nuevo círculo. Así la carga última real q_u , resulta acotada entre los valores:

$$\pi c \leq q_u \leq 5.5 c \quad (1)$$

En la solución de Prandtl se propone que el mecanismo de falla es el mostrado en la fig. 5 y se debe calcular cuál es la presión máxima que puede darse al elemento rígido sin que penetre. A este valor particular se le denomina carga límite. El valor límite de la presión encontrado por Prandtl fue

$$q_{\max} = (\pi + 2) c \quad (2)$$

Esta solución es la base de las teorías de capacidad de carga que se han desarrollado para aplicación específica a suelos.

2.1.1 La teoría de Terzaghi

Esta teoría cubre el caso más general de suelos con *cohesión y fricción*; es la teoría más usada para el cálculo de la capacidad de carga en cimientos poco profundos. Se aplica a cimentaciones en las que el ancho B es mayor o igual a la profundidad de desplante D_f . De la parte superior se despreja la resistencia al esfuerzo cortante τ , haciendo la equivalencia del suelo, arriba del nivel de desplante, como una sobrecarga q , fig. 6.

Con base en los estudios de Prandtl en suelos cohesivos, Terzaghi los extendió a suelos cohesivo-friccionantes, proponiendo el mecanismo de falla mostrado en la fig. 7. En este mecanismo la zona I es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo. Una zona II es de deformación tangencial radial. La zona III es una

zona de estado plástico pasivo de Rankine. Para que el cimiento penetre deberá de vencer las fuerzas resistentes, como son la cohesión en las superficies AC y la resistencia pasiva en esas mismas superficies. En el caso de la falla incipiente, estos empujes forman un ángulo ϕ , la dirección es vertical.

Despreciando el peso de la cuña y considerando el equilibrio de fuerzas verticales se tiene:

$$q_c B = 2P_p + 2C_f \text{sen } \phi \quad (3)$$

donde:

- q_c : carga de falla en el cimiento
- P_p : empuje pasivo
- C_f : fuerza de cohesión

Desarrollando los términos del segundo miembro y despejando q_c se llega a la siguiente expresión:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + (1/2)\gamma B N_\gamma \quad (4)$$

que permite calcular la presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar su falla, se expresa en unidades de presión.

N_c , N_q y N_γ , son factores de capacidad de carga, función del ángulo de fricción interna del suelo ϕ .

La ecuación anterior es la fundamental de la teoría de Terzaghi y permite calcular; en principio, la capacidad de carga última de un cimiento poco profundo de longitud infinita, con carga vertical. Los valores de los factores de capacidad de carga se obtienen a partir de la fig. 8.

Puede observarse en dicha figura curvas de línea llena y curvas de línea punteada. Las primeras corresponden al mecanismo de falla general representado por la fig. 7, que supone que al ir penetrando el cimiento en el suelo se produce cierto desplazamiento lateral, de modo que los estados plásticos desarrollados inicialmente se amplían hasta los puntos E y E', de tal manera que en el instante de falla, toda la superficie trabaja al esfuerzo límite. En materiales arenosos sueltos o arcillas muy blandas donde la deformación crece mucho cerca de la carga de falla, el cimiento penetra, pero no logra desarrollarse el estado plástico hasta los puntos E y E', sino que la falla ocurre antes, a carga menor, al llegar a un nivel de asentamiento que para el cimiento equivale a la falla del mismo. A este mecanismo se le conoce como falla local.

Para tomar en cuenta la posibilidad de una falla local, la capacidad de carga última del sistema suelo-cimiento se puede calcular empleando la misma ec. 4 pero adoptando factores de capacidad de carga reducidos, esto es, N'_c , N'_q y N'_γ .

El decidir si el sistema suelo-cimiento podrá experimentar una falla general o local depende fundamentalmente de la geometría del cimiento y de la compacidad o consistencia del suelo de apoyo. En la fig. 8' se muestra un gráfico, reportado por Vesic, que permite pronosticar el tipo de falla, en el caso de arenas.

En el caso de falla general, Terzaghi propone las siguientes expresiones, para calcular la capacidad de carga última:

Cimientos cuadrados

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (5)$$

Cimientos circulares

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma \quad (6)$$

para suelos puramente cohesivos $\phi = 0$, en este caso $N_c = 5.7$; $N_q = 1$ y $N_\gamma = 0$.

2.1.2 Teoría de Skempton

Esta teoría se desarrolló para suelos puramente cohesivos, en donde N_c es dependiente de la profundidad de empotramiento del cimiento en el estrato firme, creciendo conforme aumenta D hasta un valor máximo para $D/B > 4.5$ (fig. 9). La expresión correspondiente es:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f \quad (7)$$

2.1.3 Teoría de Meyerhof

En la teoría de Terzaghi no se toman en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento. El suelo arriba del nivel de desplante se toma en cuenta únicamente como una sobrecarga perfectamente flexible; pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual pueda desarrollarse resistencia al esfuerzo cortante. Meyerhof trató de cubrir esta deficiencia con una teoría de capacidad de carga que ha alcanzado amplia difusión en épocas recientes.

En este caso, para cimientos largos, se supone que la superficie de deslizamiento con la falla del cimiento tiene la forma que se muestra en la fig. 11. En la Fig. 12 se muestran los valores de los coeficientes de capacidad de carga en función de ϕ .

En las tablas 4-1 a 4-4 y 4-5a a 4-5c, son un resumen de las diferentes teorías de capacidad de carga más utilizadas en el medio geotécnico.

2.1.4 Teoría de Zeevaert

Zeevaert (1973) propone una teoría de capacidad de carga para cimientos profundos, apoyados en un suelo cohesivo-friccionante. Supone que la superficie de falla es una espiral logarítmica que se desarrolla hasta un cierto nivel del desplante pero no se cierra sobre el pilote o pila (Fig. 13). De esta manera y estableciendo una condición límite del problema llega a una expresión de capacidad de carga que tiene la misma estructura que la propuesta originalmente por Terzaghi. Los valores de los factores de capacidad de carga en función del ángulo de fricción interna del suelo se muestran en la Fig. 14.

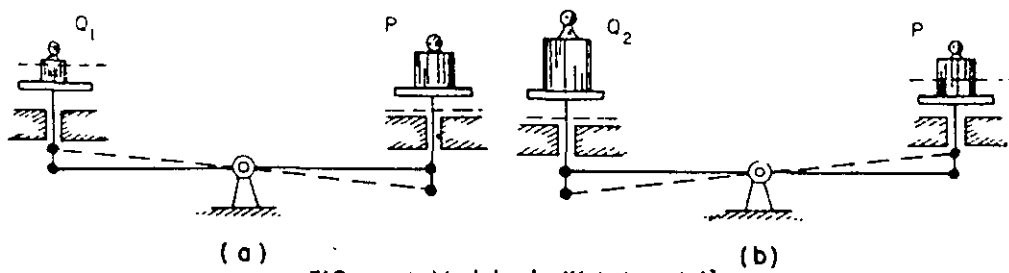


FIG. 1 Modelo de Khristianovich²

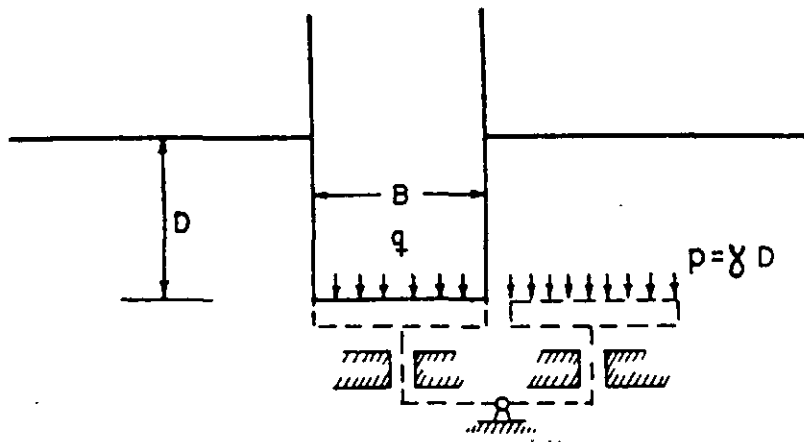


FIG. 2 Correspondencia de un cimiento con la balanza de Khristianovich.

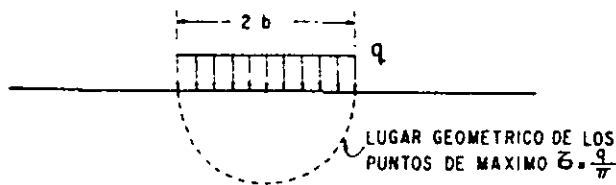


FIG. 3 Esfuerzos cortantes máximos bajo una banda de longitud ∞ , según la teoría de la Elasticidad

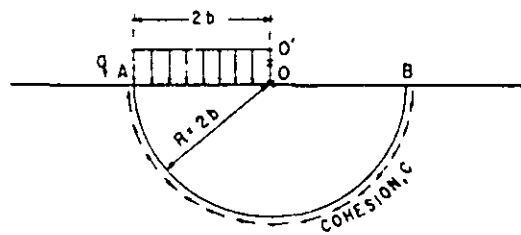


FIG. 4 Análisis de capacidad de carga considerando una superficie de falla circular

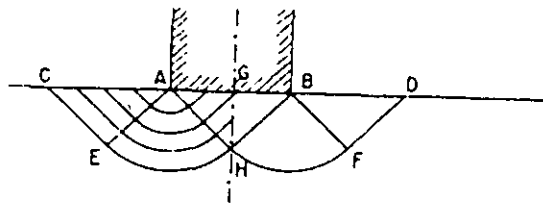


FIG. 5 Solución de Prandtl

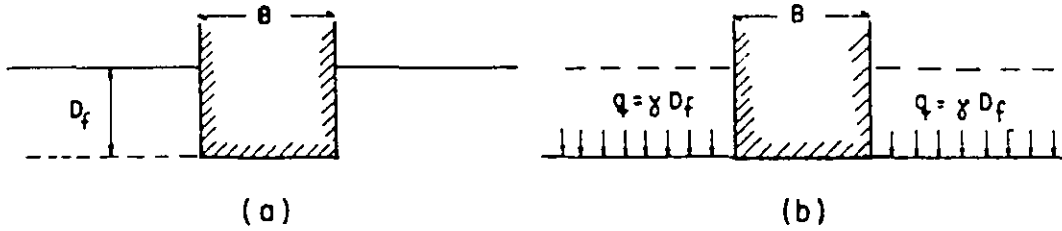


FIG. 6 Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento con una sobrecarga debida a su peso

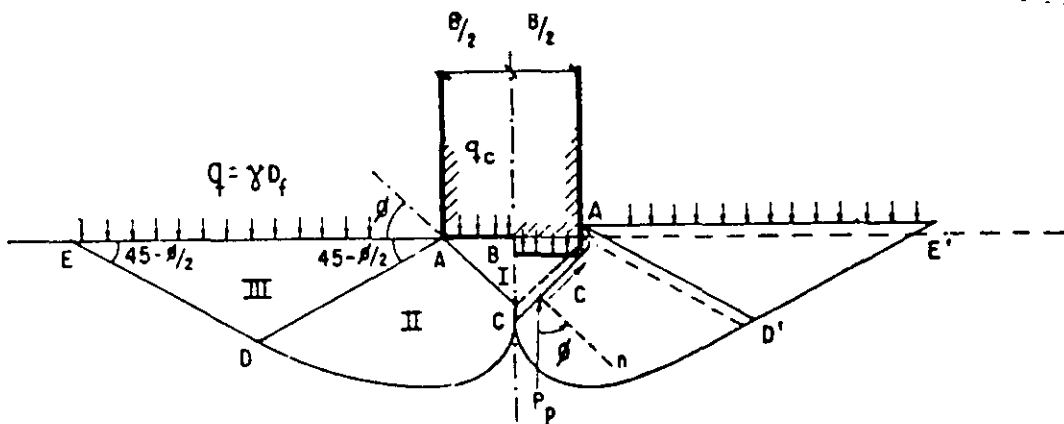


FIG. 7 Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo según Terzaghi

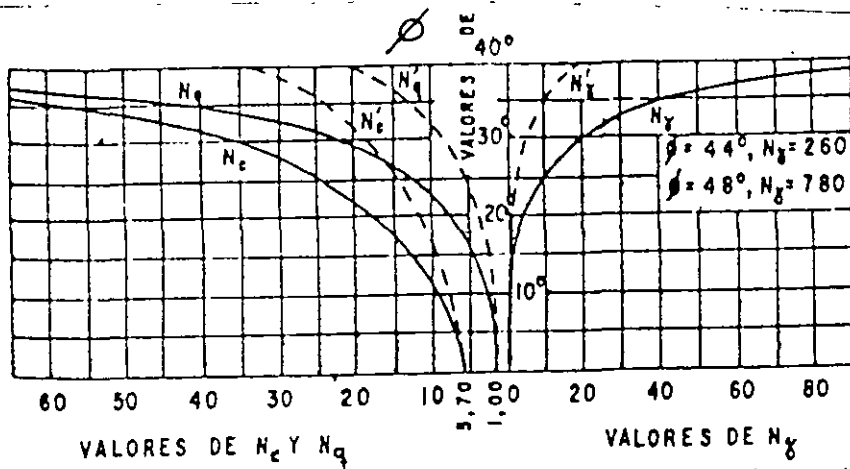
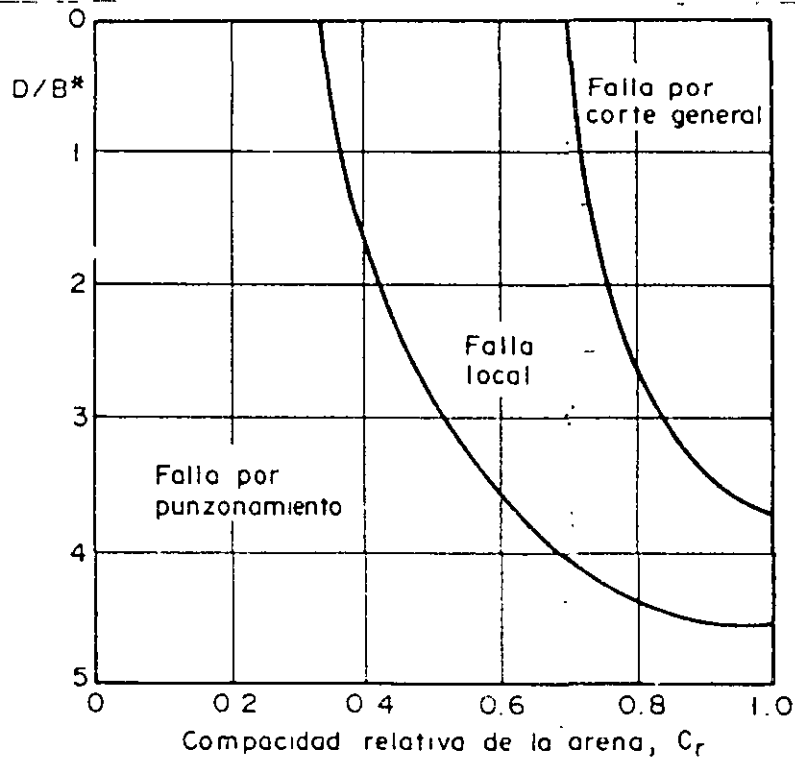


FIG. 8 Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi



B^* = B para zapatas cuadradas o circulares
 $B = 2BL / (B + L)$ para zapatas rectangulares

Formas típicas de falla en arena

Fig. 8'

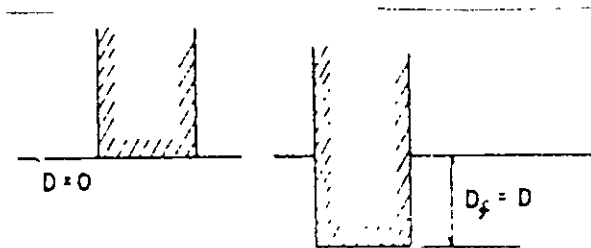
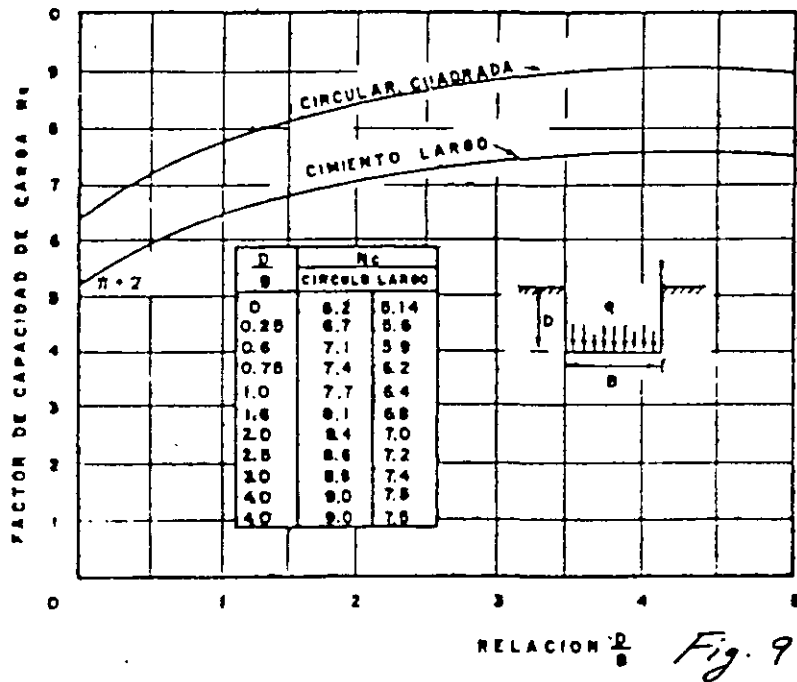


FIG. 10 Influencia de la profundidad de desplante en el valor de N_c , en suelos puramente cohesivos

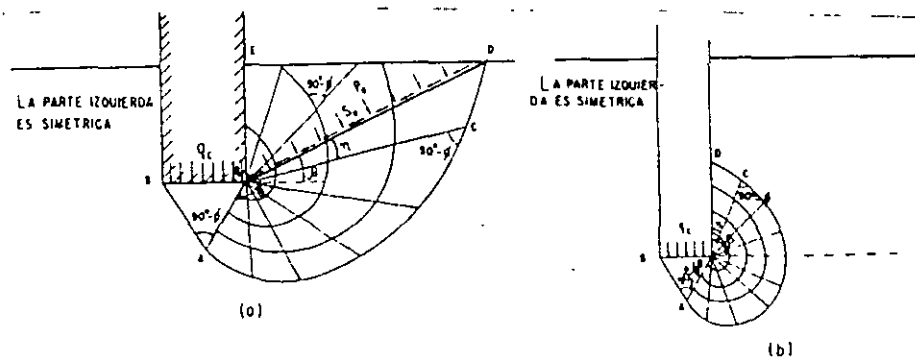


FIG. 11 Mecanismos de falla propuestos por Meyerhof
 a) A poca profundidad
 b) A gran profundidad

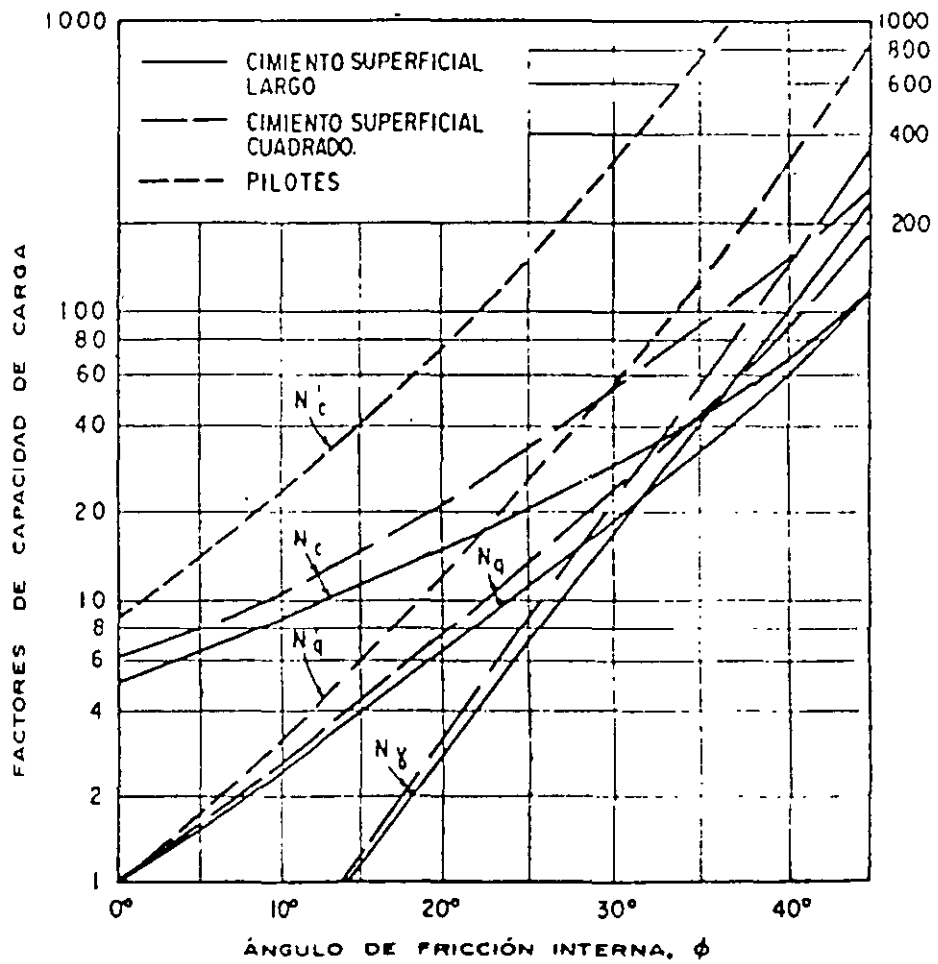
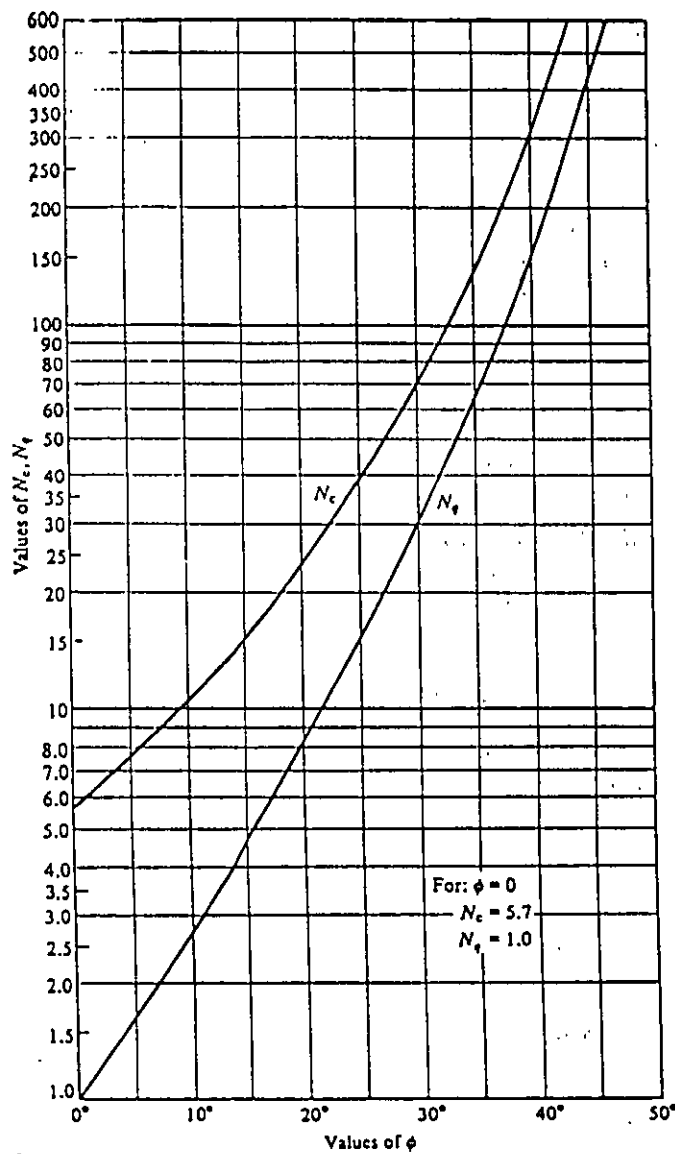


Fig. 12



$$N_c = \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + \frac{c_N \left(\frac{3}{2} \pi + \phi \right) \tan \phi - 1}{2 \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi}$$

$$N_q = \frac{(\cos^2 \phi) c_N \left(\frac{3}{2} \pi + \phi \right) \tan \phi}{2 \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)}$$

FIG. 17 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMIENTOS PROFUNDOS (Zeevaert 1973)

TABLE 4-1
Bearing-capacity equations by the several authors indicated

Terzaghi (1943). See Table 4-2 for typical values and for K_{PT} values.

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma$$

$$N_q = \frac{a^2}{a \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{PT}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

For: strip round square

$$s_c = 1.0 \quad 1.3 \quad 1.3$$

$$s_\gamma = 1.0 \quad 0.6 \quad 0.8$$

Meyerhof (1963).^{*} See Table 4-3 for shape, depth, and inclination factors.

Vertical load: $q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma$

Inclined load: $q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q}N_q d_q i_q + 0.5\gamma B' N_\gamma d_\gamma i_\gamma$

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$$

Hansen (1970).^{*} See Table 4-5 for shape, depth, and other factors.

General:† $q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q}N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$

when $\phi = 0$

use $q_{ult} = 5.14s_c(1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q}$

$$N_q = \text{same as Meyerhof above}$$

$$N_c = \text{same as Meyerhof above}$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

Vesic (1973, 1975).^{*} See Table 4-5 for shape, depth, and other factors.
Use Hansen's equations above.

$$N_q = \text{same as Meyerhof above}$$

$$N_c = \text{same as Meyerhof above}$$

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

^{*}These methods require a trial process to obtain design base dimensions since width B and length L are needed to compute shape, depth, and influence factors.

†See Sec. 4-6 when $i_i < 1$.

TABLE 4-2
Bearing-capacity factors for the Terzaghi equations

Values of N_γ for ϕ of 0, 34, and 48° are original Terzaghi values and used to back-compute K_{PT}

ϕ , deg	N_c	N_q	N_γ	K_{PT}
0	5.7*	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

* $N_c = 1.5\pi + 1$. [See Terzaghi (1943), p. 127.]

TABLE 4-3
Shape, depth, and inclination factors for the Meyerhof bearing-capacity equations of Table 4-1

Factors	Value	For
Shape:	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	Any ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Depth:	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	Any ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Inclination:	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Any ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0$ for $\theta > 0$	$\phi = 0$

Where $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ as in Fig. 4-2

θ = angle of resultant R measured from vertical without a sign; if $\theta = 0$ all $i_i = 1.0$.

B, L, D = previously defined

Bearing-capacity factors for the Meyerhof, Hansen, and Vesic bearing-capacity equations

Note that N_c and N_q are the same for all three methods; subscripts identify author for N_γ

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q/N_c	$2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$
0	5.14*	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	871.7	761.3	1.195	0.131

* = $\pi + 2$ as limit when $\phi \rightarrow 0^\circ$.

Slight differences in above table can be obtained using program BEARING.EXE on diskette depending on computer and whether or not it has floating point.

TABLE 4-5a

Shape and depth factors for use in either the Hansen (1970) or Vesic (1973, 1975b) bearing-capacity equations of Table 4-1. Use s'_c, d'_c when $\phi = 0$ only for Hansen equations. Subscripts H, V for Hansen, Vesic, respectively.

Shape factors	Depth factors
$s'_{c(H)} = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad (\phi = 0^\circ)$	$d'_c = 0.4k \quad (\phi = 0^\circ)$
$s_{c(H)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$	$d_c = 1.0 + 0.4k$
$s_{c(V)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$k = D/B$ for $D/B \leq 1$
$s_c = 1.0$ for strip	$k = \tan^{-1}(D/B)$ for $D/B > 1$
	k in radians
$s_{q(H)} = 1.0 + \frac{B'}{L'} \sin \phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$
$s_{q(V)} = 1.0 + \frac{B}{L} \tan \phi$	k defined above
for all ϕ	
$s_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$	$d_\gamma = 1.00$ for all ϕ
$s_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6$	

Notes:

- Note use of "effective" base dimensions B', L' by Hansen but not by Vesic.
- The values above are consistent with either a vertical load or a vertical load accompanied by a horizontal load H_B .
- With a vertical load and a load H_L (and either $H_B = 0$ or $H_B > 0$) you may have to compute two sets of shape s_i and d_i as $s_{i,B}, s_{i,L}$ and $d_{i,B}, d_{i,L}$. For i, L subscripts of Eq. (4-2), presented in Sec. 4-6, use ratio L'/B' or D/L' .

TABLE 4-5b

Table of inclination, ground, and base factors for the Hansen (1970) equations. See Table 4-5c for equivalent Vesic equations.

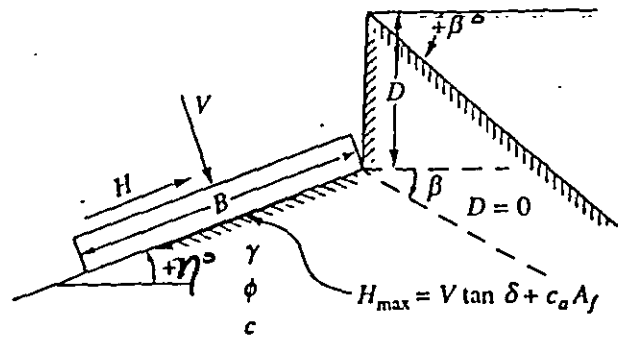
Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$i'_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f C_a}}$	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = 1.0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_q = \left[1 - \frac{0.5H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_1}$	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^\beta$
$2 \leq \alpha_1 \leq 5$	
	Base factors (tilted base)
$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$	$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$
$i_\gamma = \left[1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$
$2 \leq \alpha_2 \leq 5$	$b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$
	$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$
	η in radians

Notes:

- Use H_i as either H_B or H_L , or both if $H_L > 0$.
- Hansen (1970) did not give an i_c for $\phi > 0$. The value above is from Hansen (1961) and also used by Vesic.
- Variable c_a = base adhesion, on the order of 0.6 to 1.0 \times base cohesion.
- Refer to sketch for identification of angles η and β , footing depth D , location of H_i (parallel and at top of base slab; usually also produces eccentricity). Especially note V = force normal to base and is not the resultant R from combining V and H_i .

Notes: $\beta + \eta \leq 90^\circ$ (Both β and η have signs (+) shown.)

$$\beta \leq \phi$$



For: $L/B \leq 2$ use ϕ_{tr}

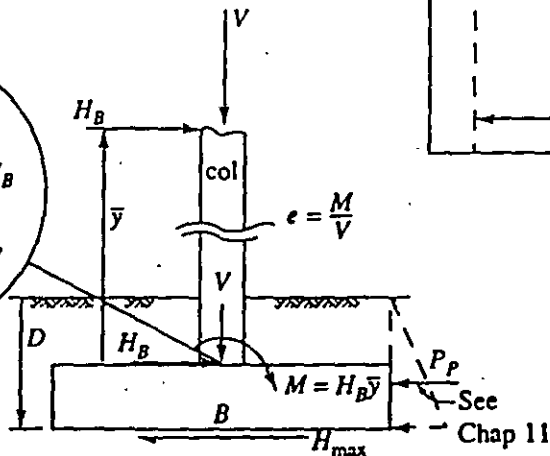
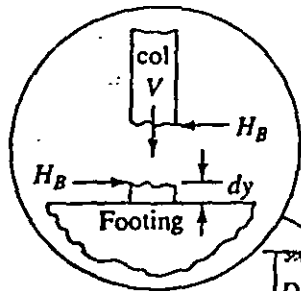
$L/B > 2$ use $\phi_{ps} = 1.5 \phi_{tr} - 17^\circ$

$\phi_{tr} \leq 34^\circ$ use $\phi_{tr} = \phi_{ps}$

δ = friction angle between base and soil ($.5\phi \leq \delta \leq \phi$)

$A_f = B'L'$ (effective area)

c_a = base adhesion (0.6 to 1.0c)



$$H_{max} + P_p \geq SF \times (H_B)$$

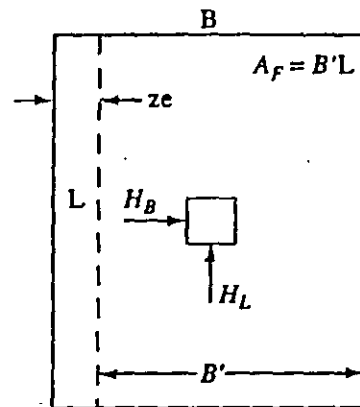


TABLE 4-5c

Table of inclination, ground, and base factors for the Vesic (1973, 1975b) bearing-capacity equations. See notes below and refer to sketch for identification of terms.

Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$i'_c = 1 - \frac{mH_i}{A_f c_a N_c} \quad (\phi = 0)$	$g'_c = \frac{\beta}{5.14} \quad \beta \text{ in radians}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (\phi > 0)$	$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi} \quad \phi > 0$
i_q , and m defined below	i_q defined with i_c
$i_q = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^m$	$g_q = g_\gamma = (1.0 - \tan \beta)^2$
Base factors (tilted base)	
$i_\gamma = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$b'_c = g'_c \quad (\phi = 0)$
$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$	$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi}$
$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$	$b_q = b_\gamma = (1.0 - \eta \tan \phi)^2$

Notes:

- When $\phi = 0$ (and $\beta \neq 0$) use $N_\gamma = -2 \sin(\pm \beta)$ in N_γ term.
- Compute $m = m_B$ when $H_i = H_B$ (H parallel to B) and $m = m_L$ when $H_i = H_L$ (H parallel to L). If you have both H_B and H_L use $m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$. Note use of B and L , not B', L' .
- Refer to Table sketch and Tables 4-5a,b for term identification.
- Terms N_c , N_q , and N_γ are identified in Table 4-1.
- Vesic always uses the bearing-capacity equation given in Table 4-1 (uses B' in the N_γ term even when $H_i = H_L$).
- H_i term ≤ 1.0 for computing i_q, i_γ (always).



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

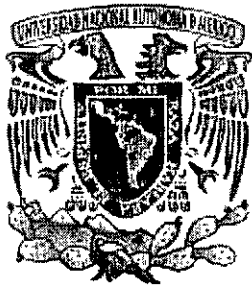
MODULO II “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.”

CLAVE CA-026

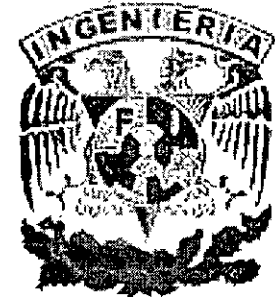
TEMA

ORIGEN DE LOS SUELOS
DEL 11 AL 24 DE MAYO

EXPOSITOR: ING. HUGO S. HAAZ MORA
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DE 2004



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

SUELOS

Alumnos: Cárdenas Chávez Luis Mariano
Chiapa Hernández Luis Alfonso
Ortiz Vega Aldebaran
Pardo Reyes Rosalba

TEMARIO

- Suelos
- Métodos der exploración y muestreo
- Carta de Plasticidad

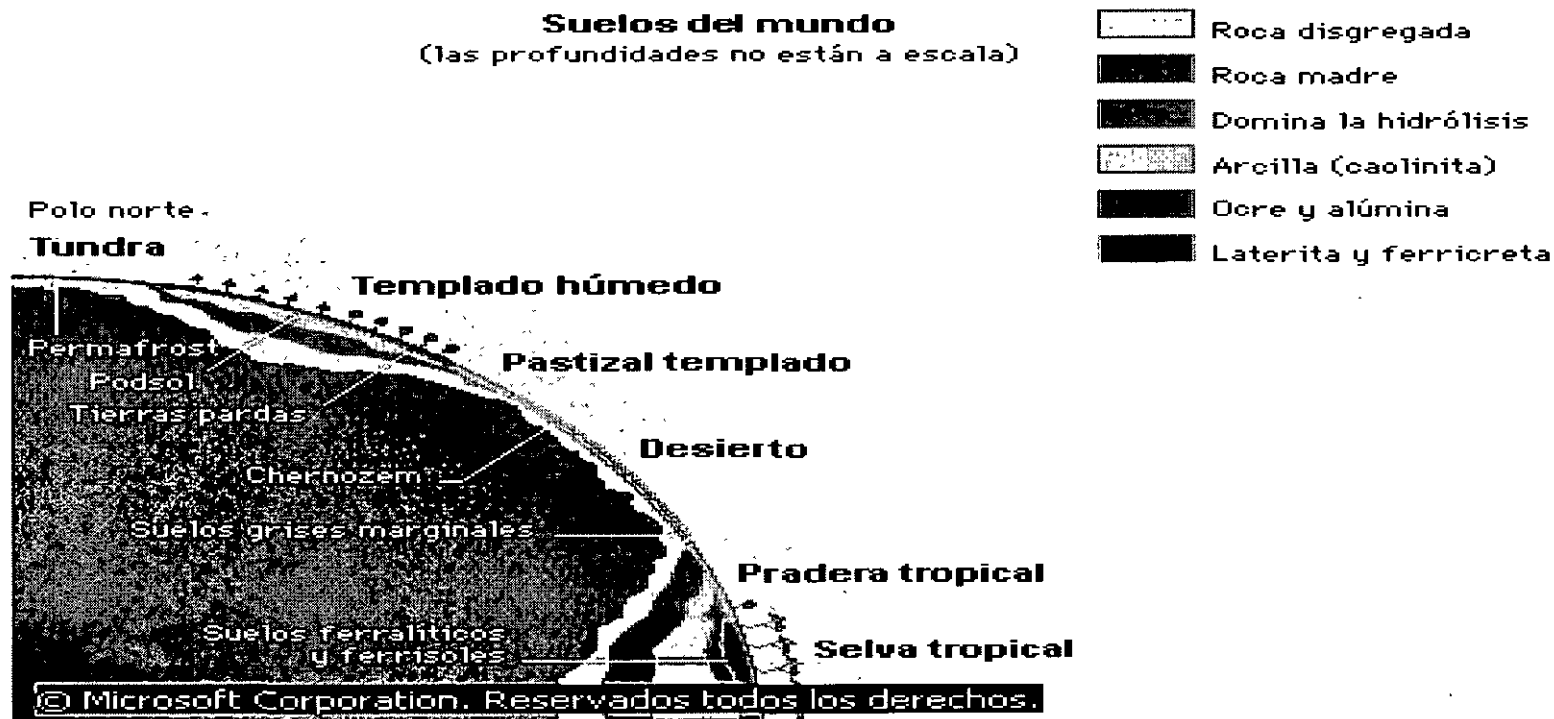
“SUELOS: Origen y Formación”.

DESARROLLO:

- Suelos (definición)
- Clasificación de los suelos
- Métodos de Exploración de suelos y Muestreo
- Granulometría
- Clasificación e identificación de los suelos
- Algunas propiedades

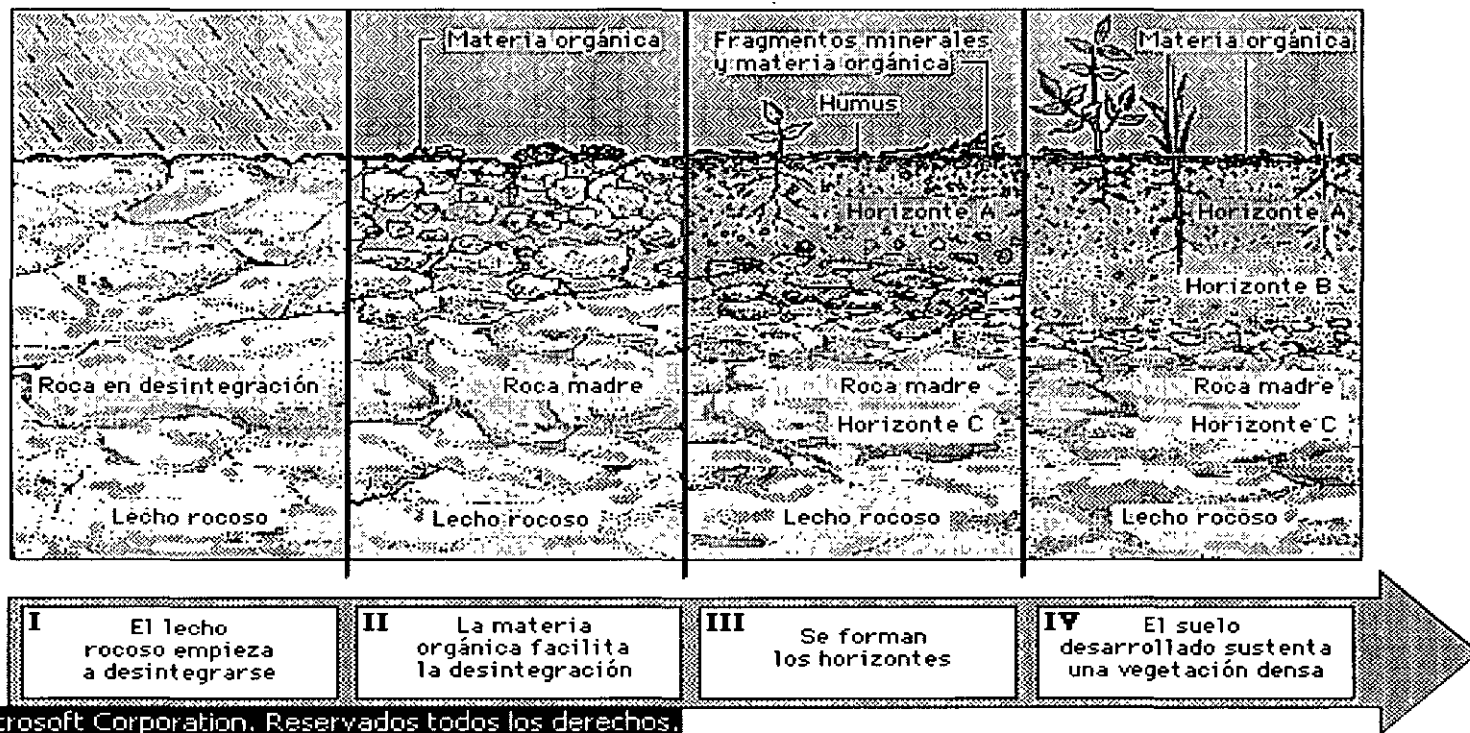
- **SUELO:**

Agregado de partículas orgánicas e inorgánicas, no sujetas aparentemente a ninguna organización, cuando posee propiedades que varían vectorialmente presentando una organización definida.



- # CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS DEBIDO A SU ORIGEN:

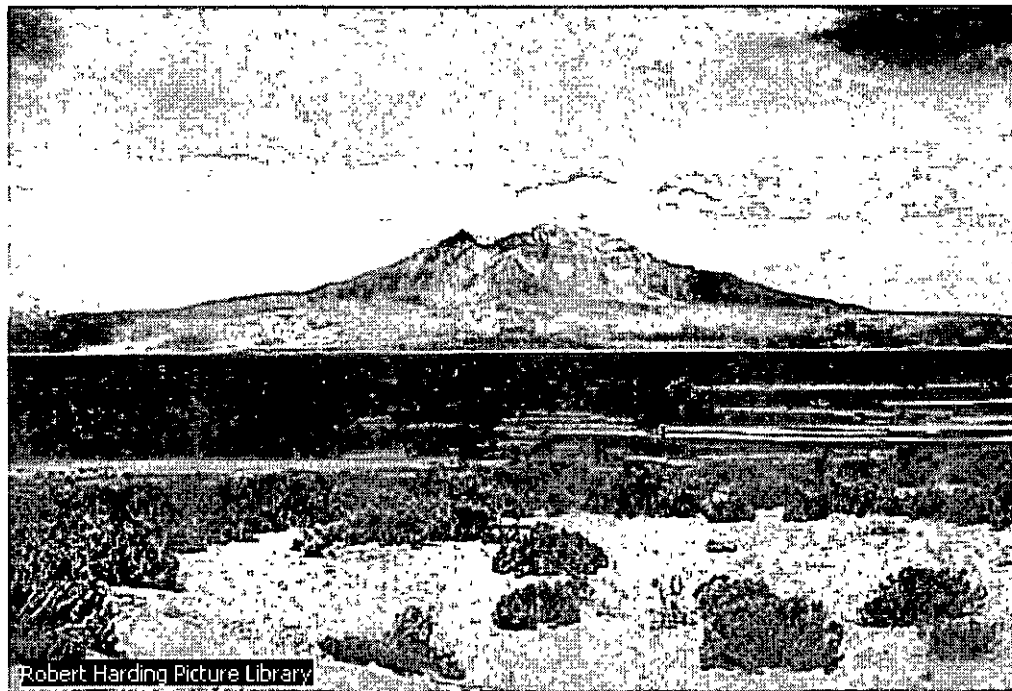
-Residuales: producto del ataque de intemperismo sobre las rocas, permaneciendo en el mismo lugar de la roca madre.



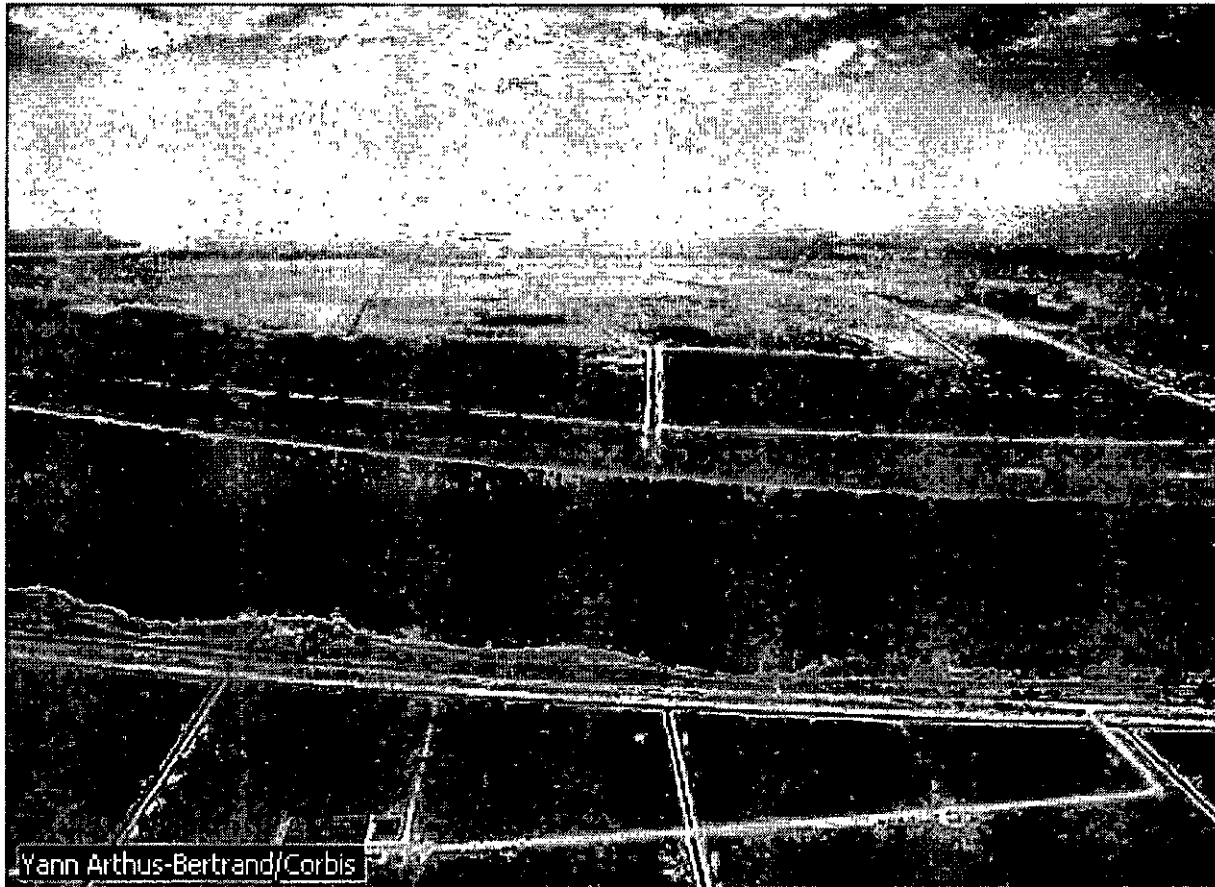
-Transportados: son removidos del lugar de formación y redepositados en otros sitios.

* Gravedad

* Lacustres

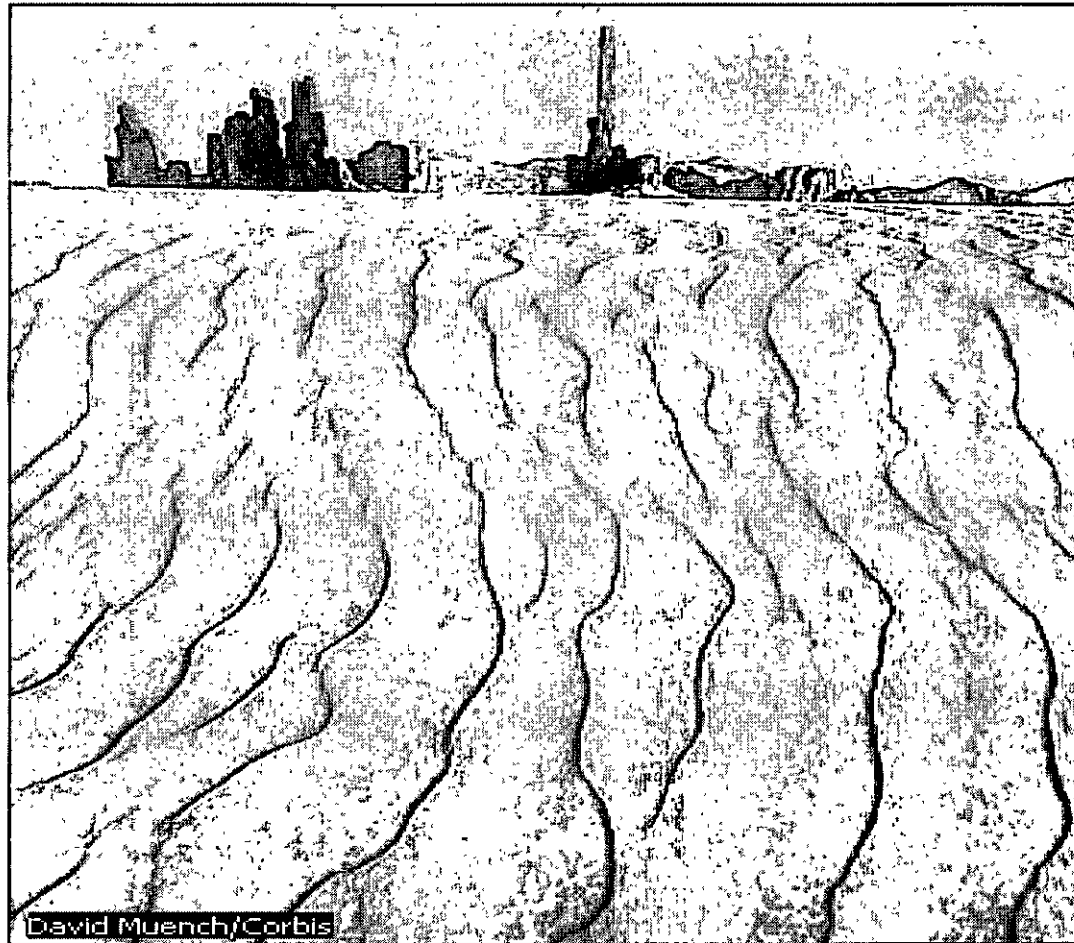


*Aluviales



* Marinos

* Eólicos



David Muench/Corbis

* Glaciales



- **MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DE SUELOS Y MUESTREO.**

- DIRECTOS:**

- Métodos Preliminares (características cualitativas **NO HAY MUESTREO**)

- * **P.C.A.**

- * **Posteadora**

- * **Barrenos Helicoidales**

- * **Métodos de lavado**

- * **Métodos de percusión** (penetración estándar)

- * **Métodos de penetración** (conos)

**Métodos Definitivos (características cualitativas y
cuantitativas SI HAY MUESTREO)**

*** P.C.A.**

*** Tubo de pared delgada**

*** Métodos rotatorios**

-INDIRECTOS:

**No necesariamente se obtendrán muestras físicas
(MÉTODOS GEOFÍSICOS).**

- * Método Geosísmico.**
- * Método Geoeléctrico.**
- * Método Gravimétrico.**
- * Método Magnético.**

-MUESTREO

*** Inalterado:** es aquella muestra que trata de conservar su estructura antes de ser extraída (PROPS. MECÁNICAS).

- Resistencia
- Deformabilidad
- Permeabilidad

*** Alterado:** es aquella muestra en la que fundamentalmente se ha modificado su estructura (PROPS. FÍSICAS, ÍNDICE).

- Contenido de agua -----
- Límites de plasticidad
- Granulometría
- Peso volumétrico

REPRESENTATIVO

NO REPRESENTATIVO

- **CARTA DE PLASTICIDAD:**

- **CARACTERÍSTICAS:**

- *Compresibilidad
- *Permeabilidad
- *Razón de variación volumétrica
- *Tenacidad
- *Resistencia en estado seco

- **LÍMITE LÍQUIDO
CTE. E ÍNDICE
PLÁSTICO
CRECIENTE:**

- *Practicamente la misma
- *Decrece
- *Decrece
- *Crece
- *Crece

**-ÍNDICE PLÁSTICO
CTE. Y LÍMITE
LÍQUIDO
CRECIENTE:**

***Crece**

***Crece**

***Decrece**

***Decrece**

-EJEMPLO:

Clasifique el siguiente suelo:

Retenido en la malla N°4:

10%

Pasa N°4 y es retenido en la 200 :

60%

Pasa 200:

30%

$Cu = 4 ; Cc = 2.$

Fracción fina:

$LL = 40\%$

$LP = 25\%$

RESPUESTA:

SC

- **GRANULOMETRÍA:**

Límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofreciendo un criterio para su clasificación descriptiva.

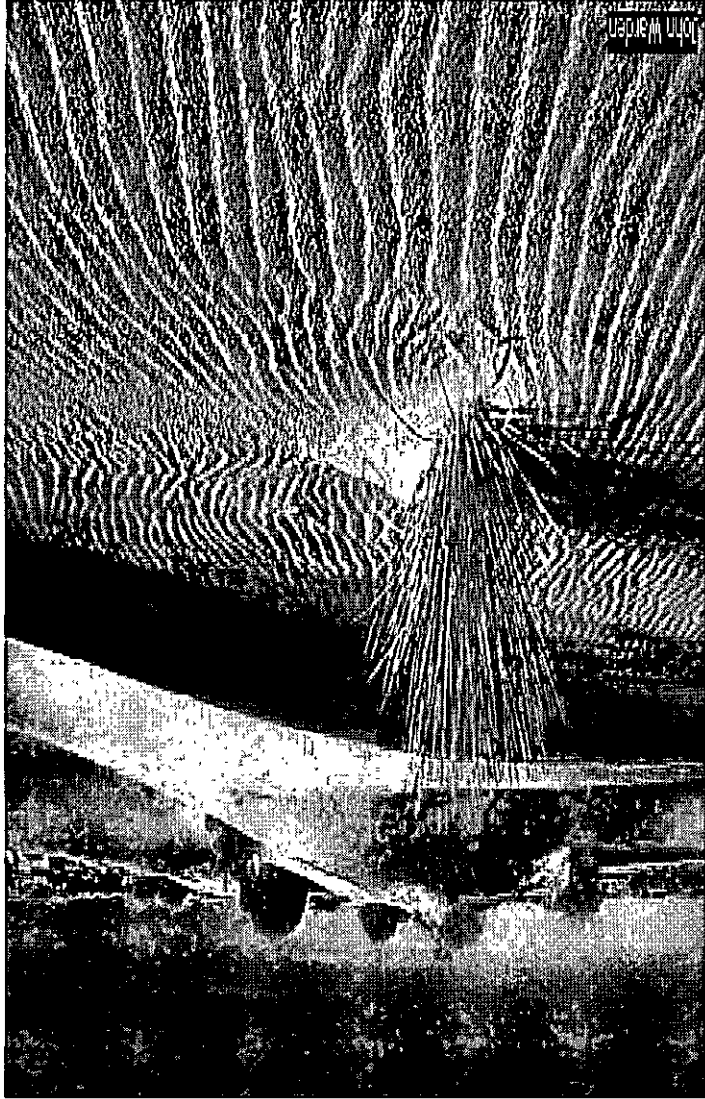
- **SUELOS GRUESOS:**

Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño 0.5 [cm] como equivalente a la malla N°4, y para la estimación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla N°200 son aproximadamente las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista.

- **SUELOS FINOS:**

Características de dilatancia, tenacidad y resistencia en estado seco; así como el color y el olor.

El conjunto de muestras citadas se efectúa en una muestra de suelo previamente cribado por la malla N°40 o, en ausencia de ella, previamente sometido a un proceso manual equivalente.



- **ALGUNAS PROPIEDADES:**

- **FÍSICAS.**

- * Presiones y subpresiones de agua

- **QUÍMICAS.**

- * Carga eléctrica negativa

- * Polarización del agua

- **MECÁNICAS.**

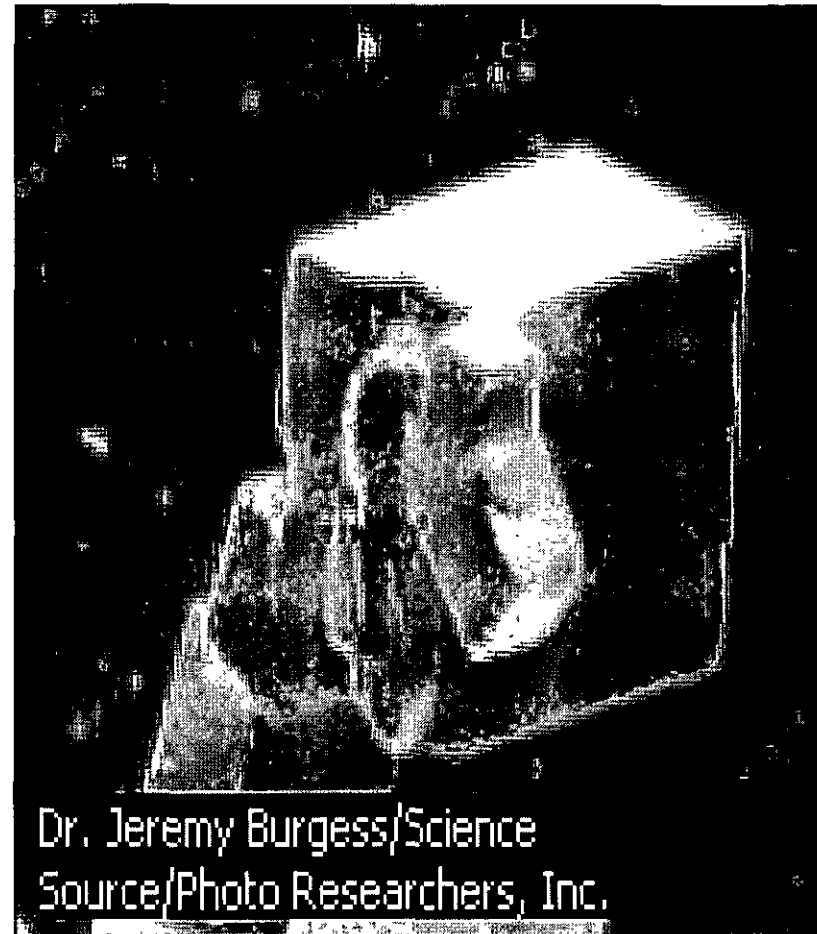
- * Fuerzas de gravedad

- * Compacidad del depósito

- * Orientación de sus partículas

- **PESO**

- VOLUMÉTRICO.**



- **BIBLIOGRAFÍA:**

- ***Juárez Badillo , Eulalio ; Rico Rodríguez Alfonso.**
- **“MECÁNICA DE SUELOS, tomo 1 “.**
- **Ed. Limusa. México 1980.**



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MODULO II "DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES DEL D.F."

CLAVE CA-026

TEMA

CARTA DE PLASTICIDAD

DEL 11 AL 24 DE MAYO

EXPOSITOR: ING. HUGO S. HAAZ MORA
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DE 2004

- **CARTA DE PLASTICIDAD:**

- **CARACTERÍSTICAS:**

- *Compresibilidad
- *Permeabilidad
- *Razón de variación volumétrica
- *Tenacidad
- *Resistencia en estado seco

- **LÍMITE LÍQUIDO
CTE. E ÍNDICE
PLÁSTICO
CRECIENTE:**

- *Practicamente la misma
- *Decrece
- *Decrece
- *Crece
- *Crece

**- ÍNDICE PLÁSTICO
CTE. Y LÍMITE
LÍQUIDO
CRECIENTE:**

***Crece**

***Crece**

***Decrece**

***Decrece**

- EJEMPLO:

Clasifique el siguiente suelo:

Retenido en la malla N°4:

10%

Pasa N°4 y es retenido en la 200 :

60%

Pasa 200:

30%

$C_u = 4 ; C_c = 2.$

Fracción fina:

$LL = 40\%$

$LP = 25\%$

RESPUESTA:

SC

- **GRANULOMETRÍA:**

Límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofreciendo un criterio para su clasificación descriptiva.

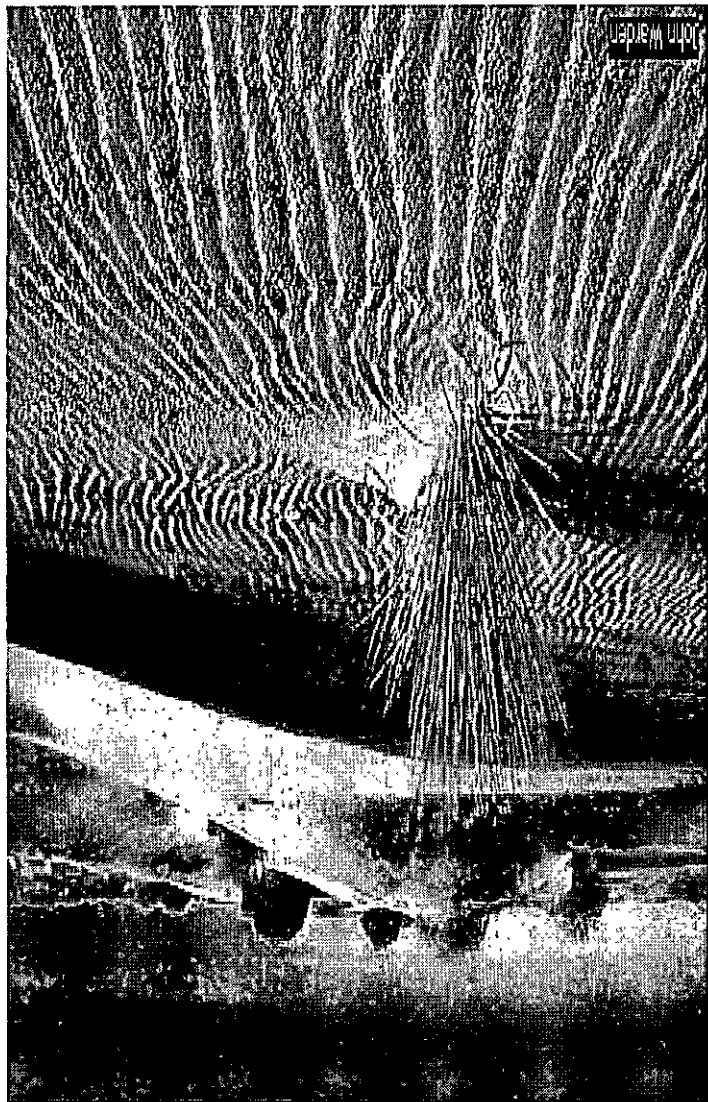
- **SUELOS GRUESOS:**

Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño 0.5 [cm] como equivalente a la malla N°4, y para la estimación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla N°200 son aproximadamente las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista.

- **SUELOS FINOS:**

Características de dilatancia, tenacidad y resistencia en estado seco; así como el color y el olor.

El conjunto de muestras citadas se efectúa en una muestra de suelo previamente cribado por la malla N°40 o, en ausencia de ella, previamente sometido a un proceso manual equivalente.



- **ALGUNAS PROPIEDADES:**

- **FÍSICAS.**

- * Presiones y subpresiones de agua

- **QUÍMICAS.**

- * Carga eléctrica negativa

- * Polarización del agua

- **MECÁNICAS.**

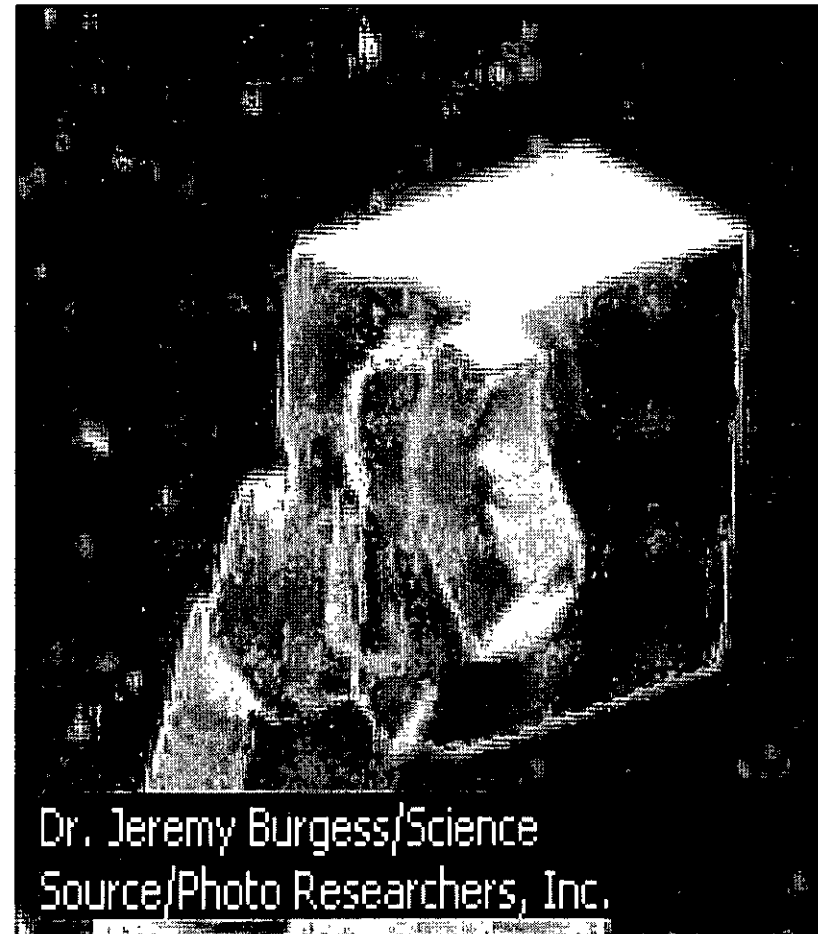
- * Fuerzas de gravedad

- * Compacidad del depósito

- * Orientación de sus partículas

- **PESO**

- VOLUMÉTRICO.**



- **BIBLIOGRAFÍA:**

***Juárez Badillo , Eulalio ; Rico Rodríguez Alfonso.
“MECÁNICA DE SUELOS, tomo 1 “.
Ed. Limusa. México 1980.**



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO
DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

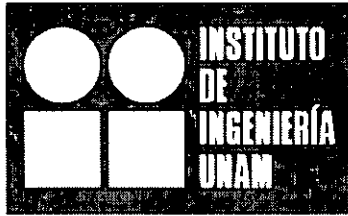
MODULO II “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.”

CLAVE CÁ-026

TEMA

MÉTODOS DE EXPLORACIÓN
DEL 11 AL 24 DE MAYO

EXPOSITOR: ING. HUGO S. HAAZ MORA
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DE 2004



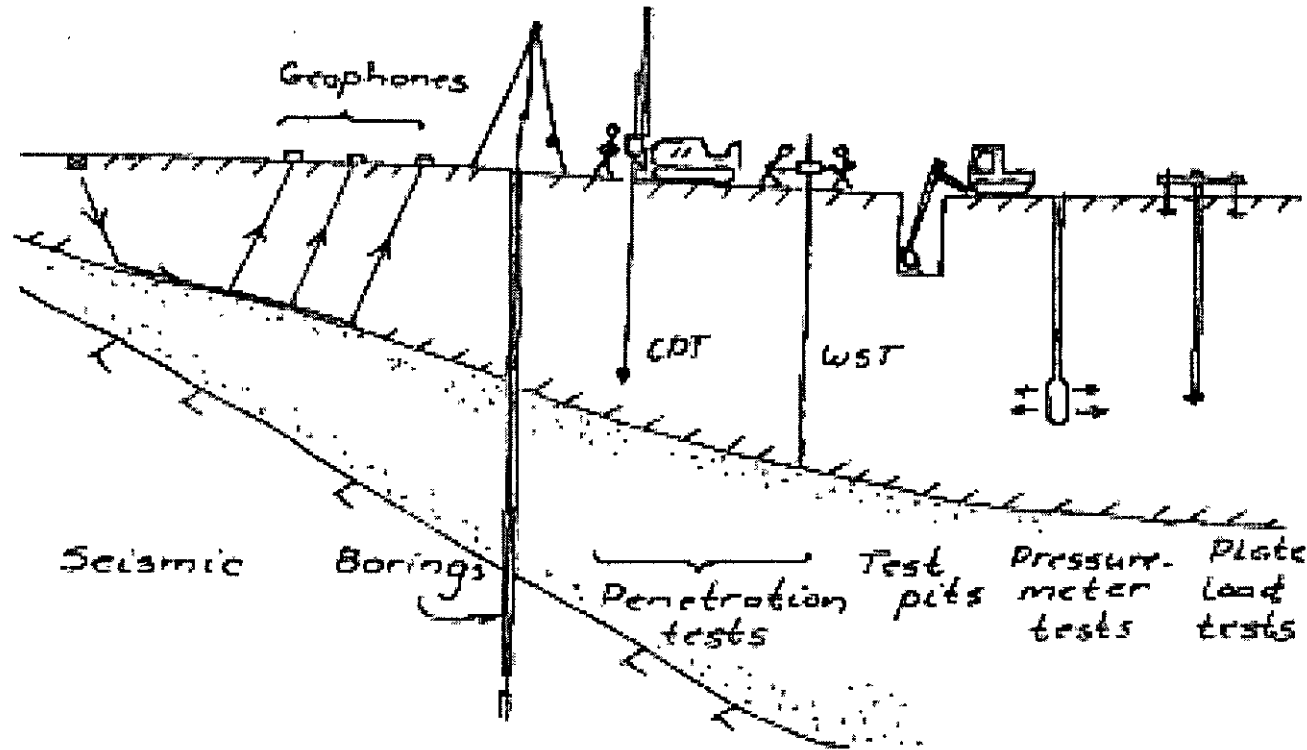
Coordinación de Geotecnia

Técnicas geotécnicas de exploración

(Algunas cosas nuevas y otras no tanto para algunos problemas geotécnicos de siempre)

Efraín Ovando Shelley

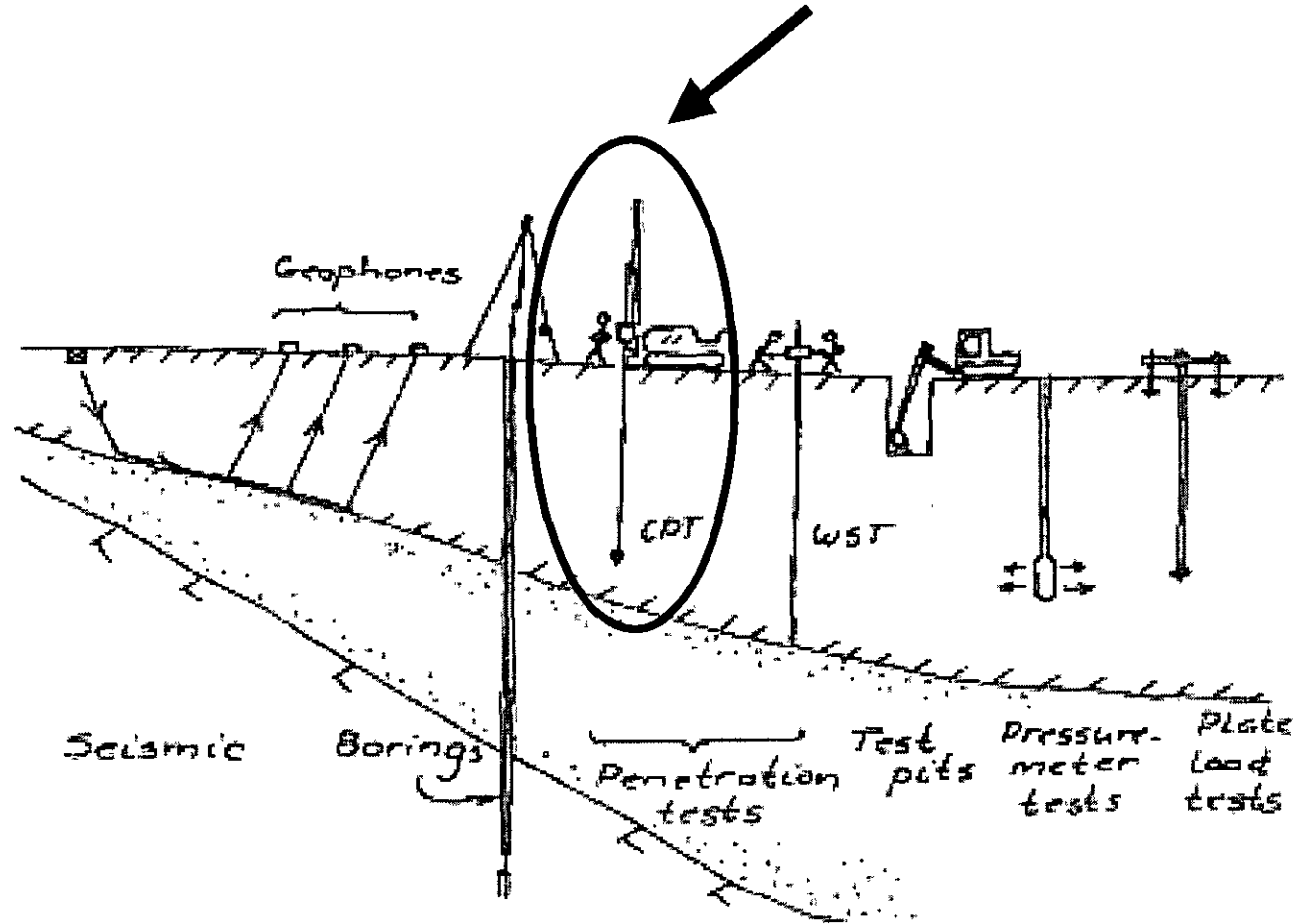
Todo lo que usted quiso saber sobre exploración y muestreo
(¡pero temía preguntar!):



Broms

<http://www.geoforum.com/knowledge/texts/broms/index.asp>

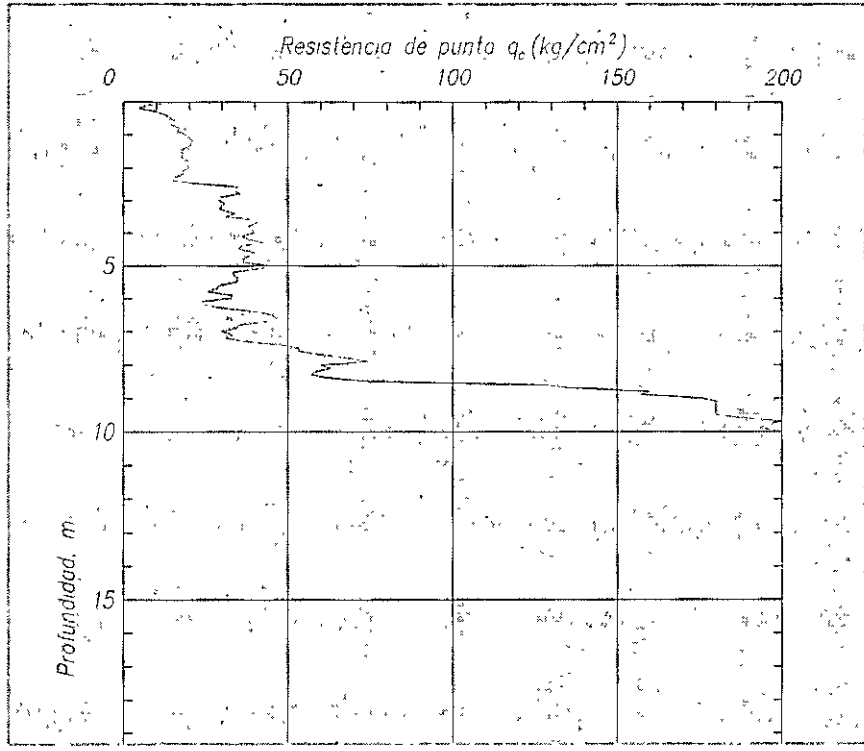
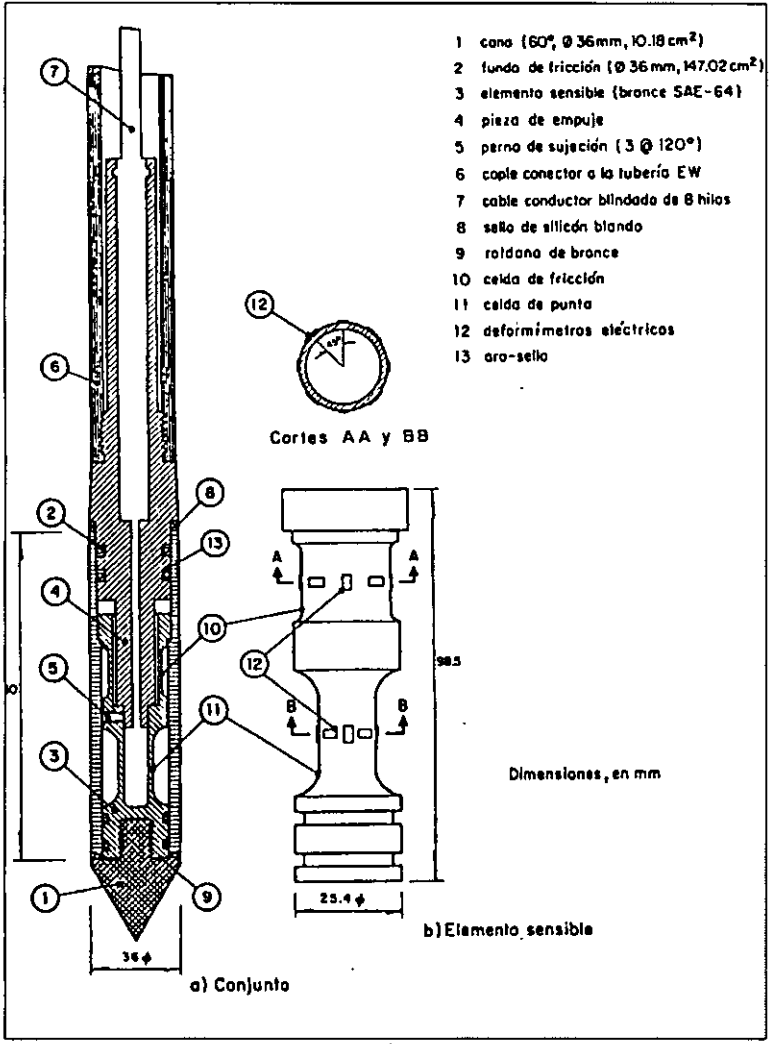
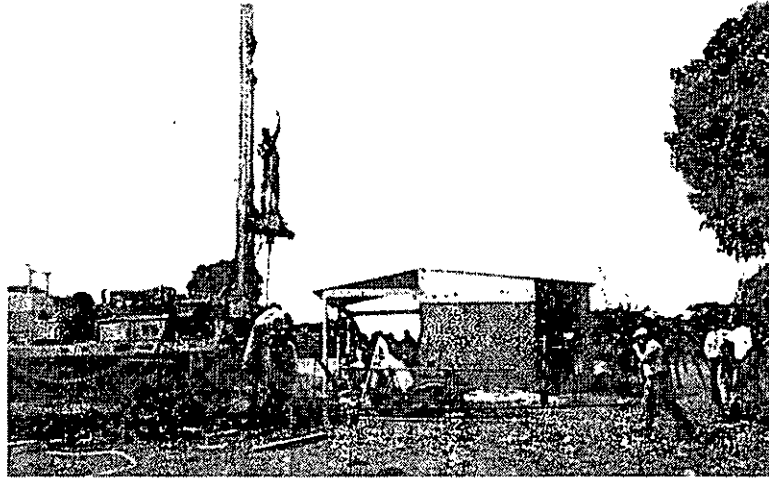
Conos estáticos



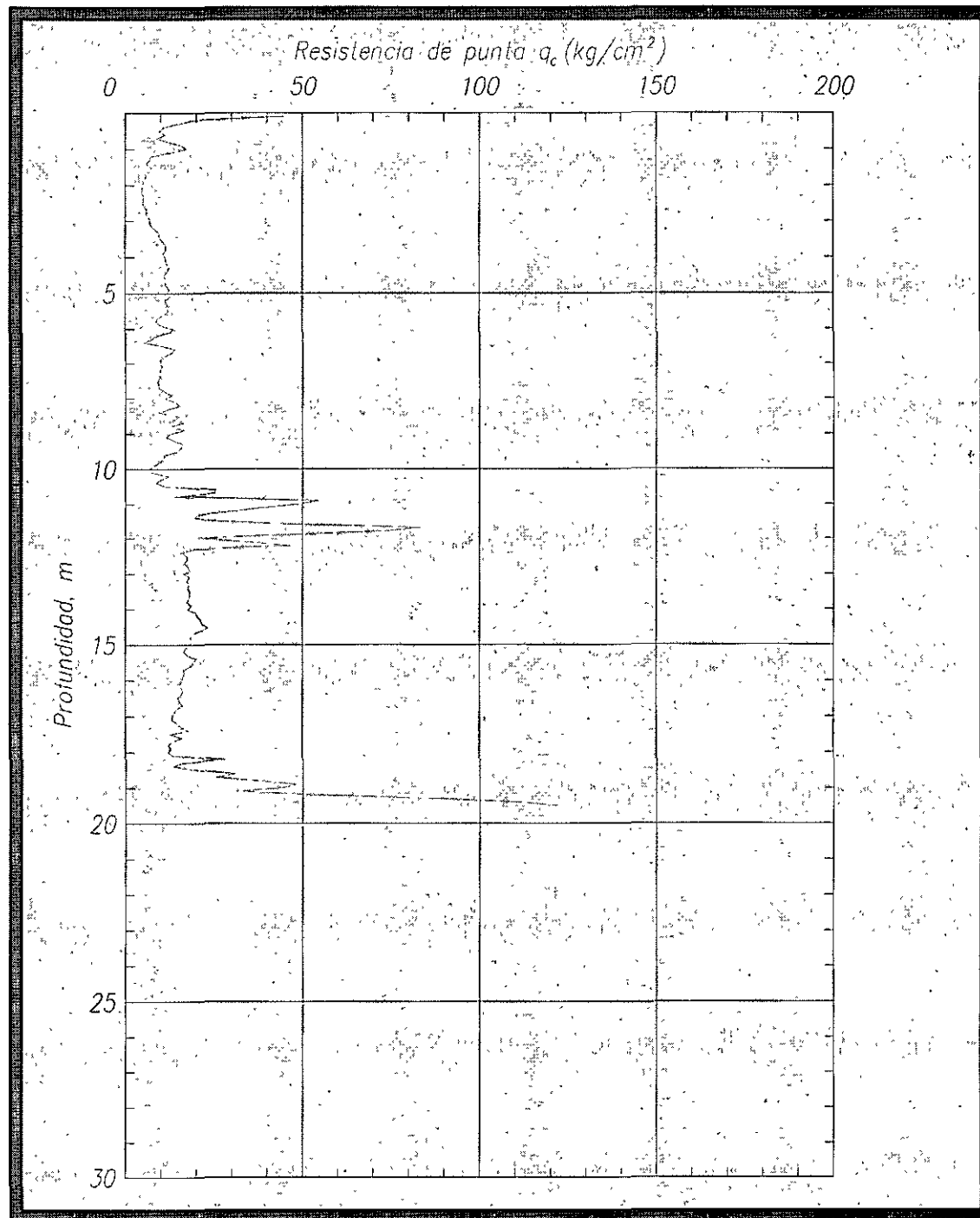
Broms

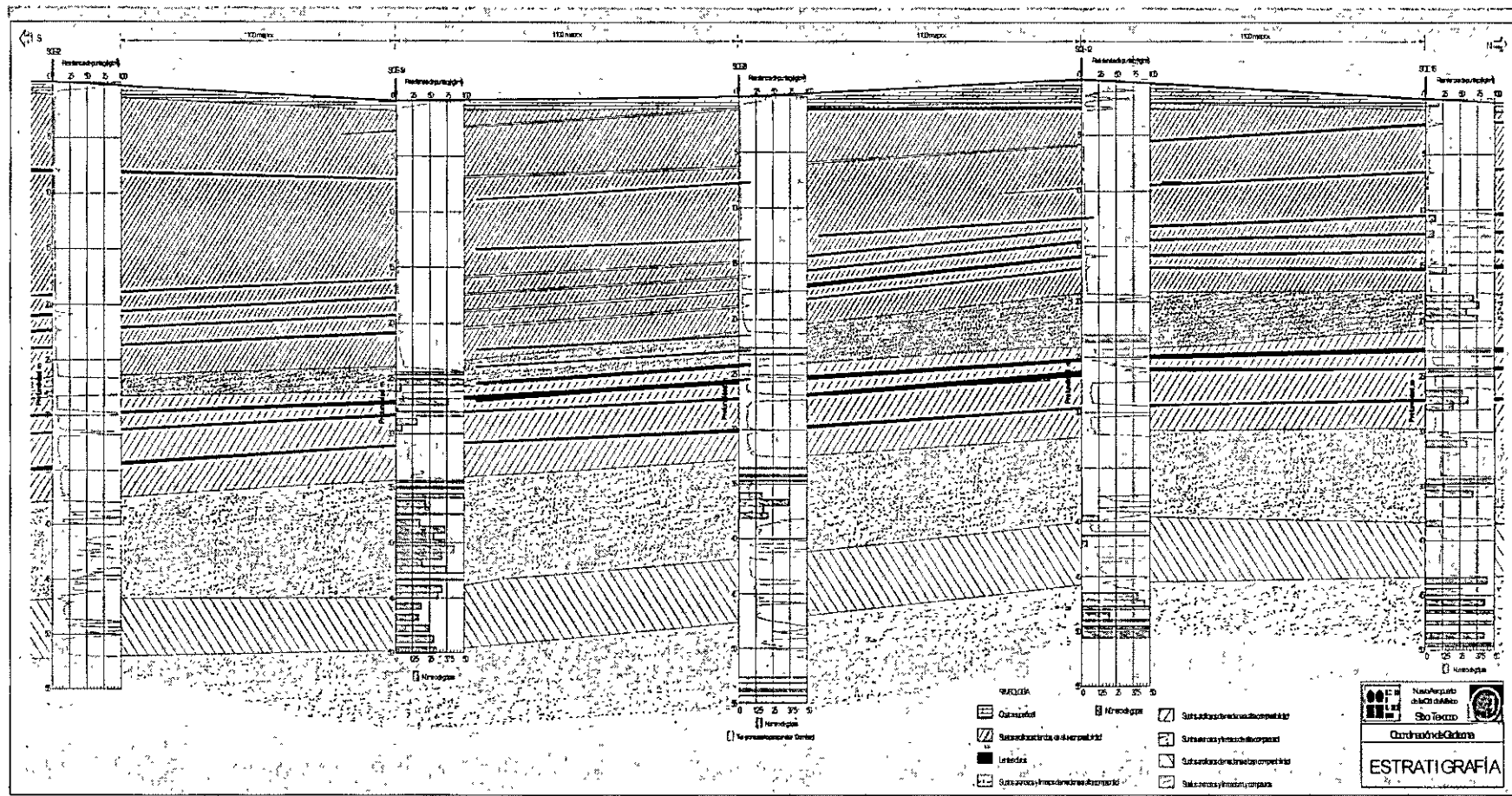
Sondeo de cono eléctrico

Hincado del cono eléctrico, Casa 66

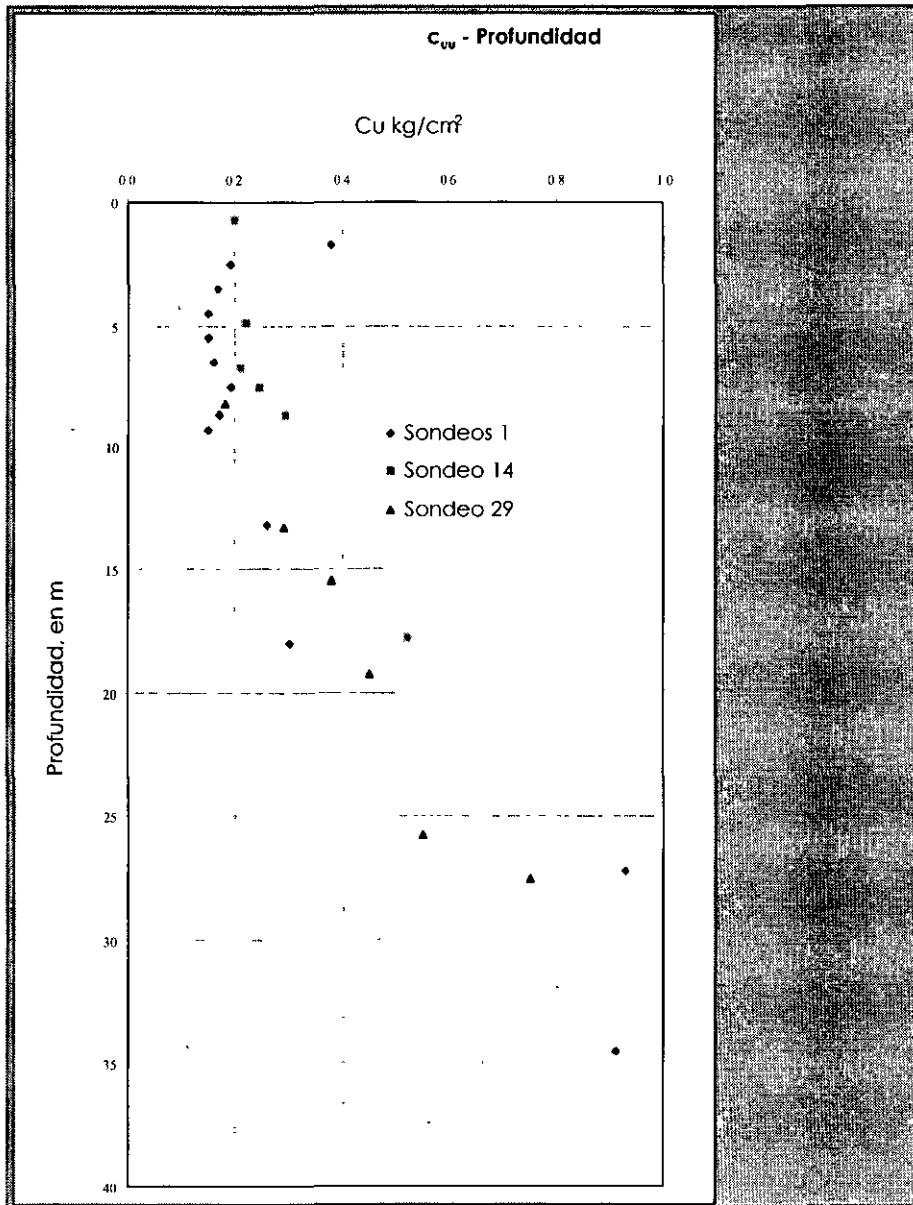


Casa 11
Zona de Lomas
(Suelos Lacustres)

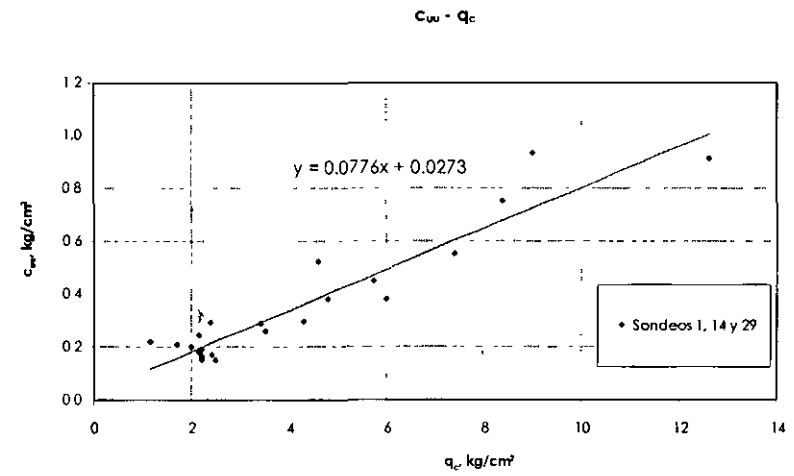




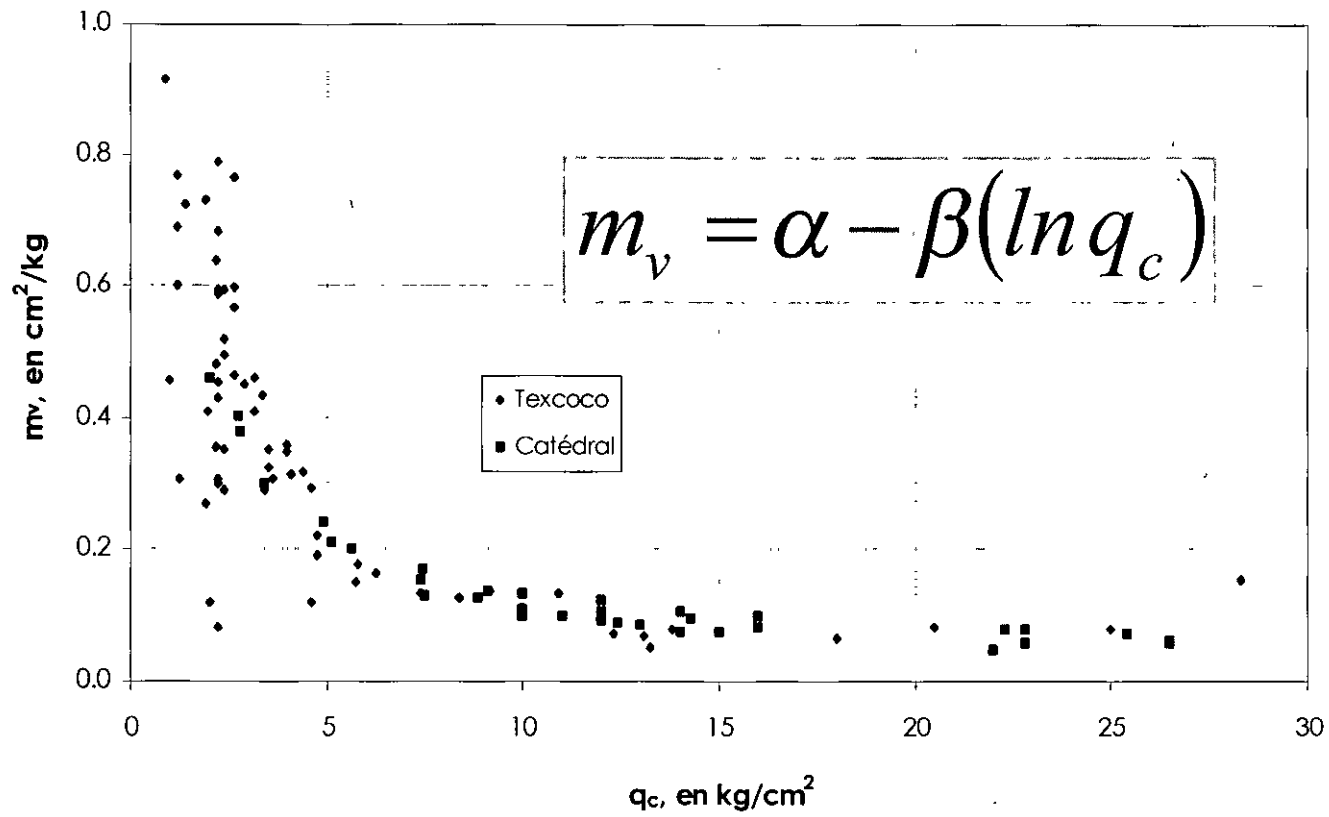
Corte estratigráfico a lo largo de la pista 01C/19C



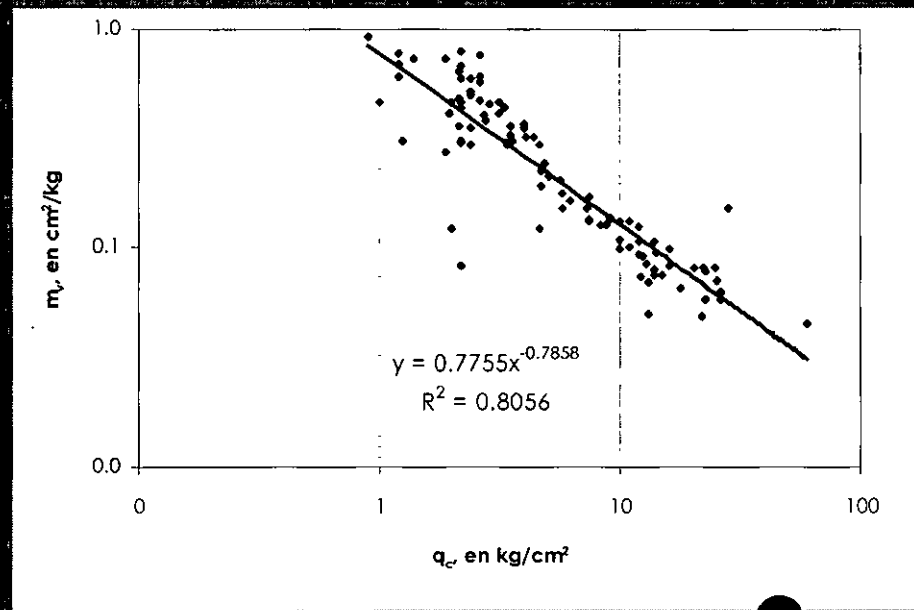
Undrained strength



$$q_c = (12 \text{ to } 13) C_u$$

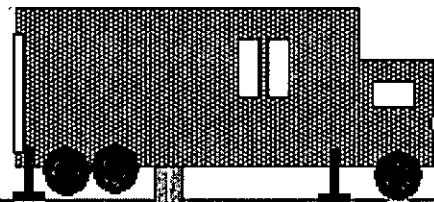
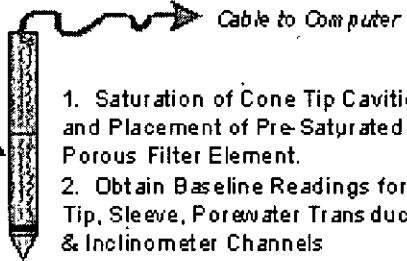


Relationship between
 C_c versus A_{vc} and
 compression index

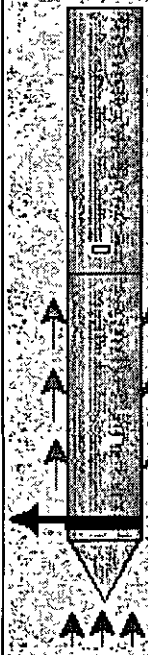


Electric Cone Penetrometer with 60° Apex:
 $d = 36 \text{ mm (1.0 cm)}$
 or
 $d = 44 \text{ mm (1.5 cm)}$

1. Saturation of Cone Tip Cavities and Placement of Pre-Saturated Porous Filter Element.
2. Obtain Baseline Readings for Tip, Sleeve, Porewater Transducer, & Inclinometer Channels



Cone Penetration Test (CPT) per ASTM D 5778 procedures



Inclinometer

f_s = sleeve friction

u_b = porewater pressure

a_n = net area ratio (from triaxial calibration)

q_c = measured tip stress or cone resistance

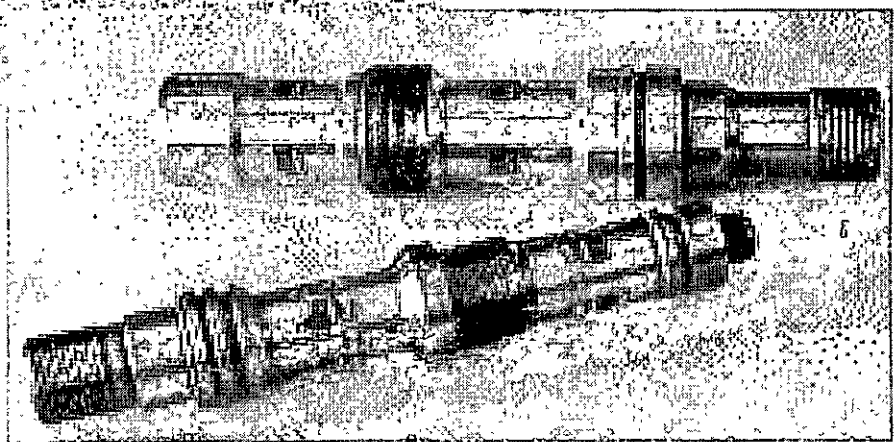
$$q_{ti} = \text{corrected tip stress} = q_c + (1 - a_n)u_b$$

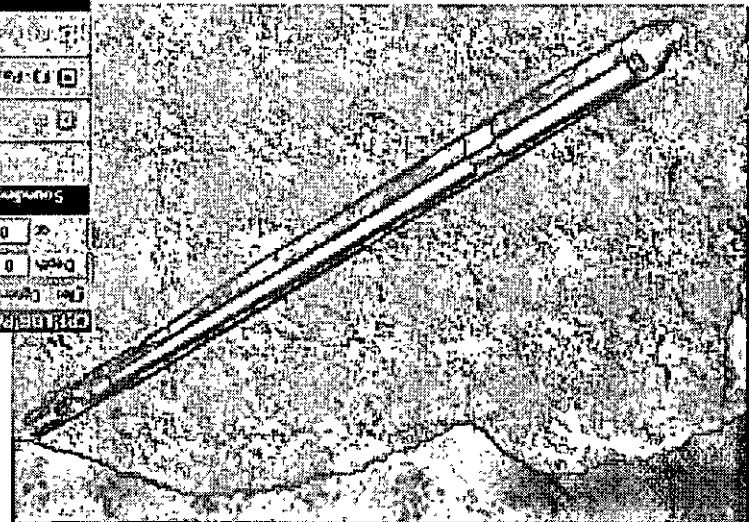
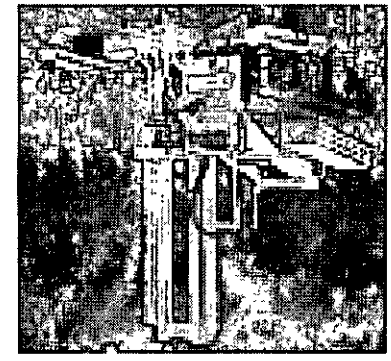
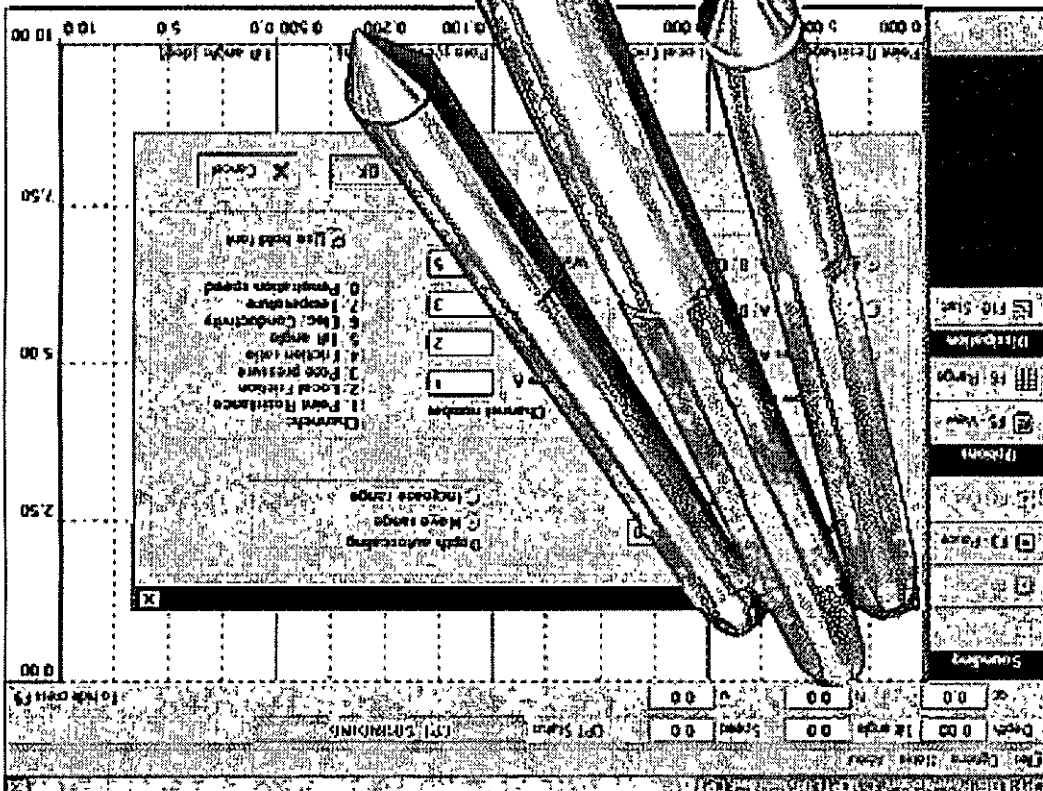
Continuous Hydraulic Push at 20 mm/s. Add rod every 1-m.

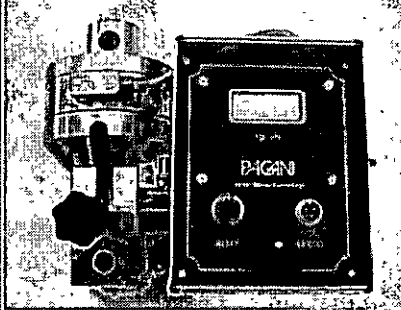
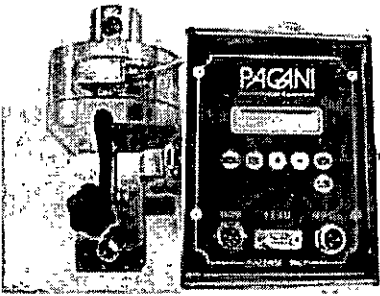
Cone Rod (36 mm diam.)

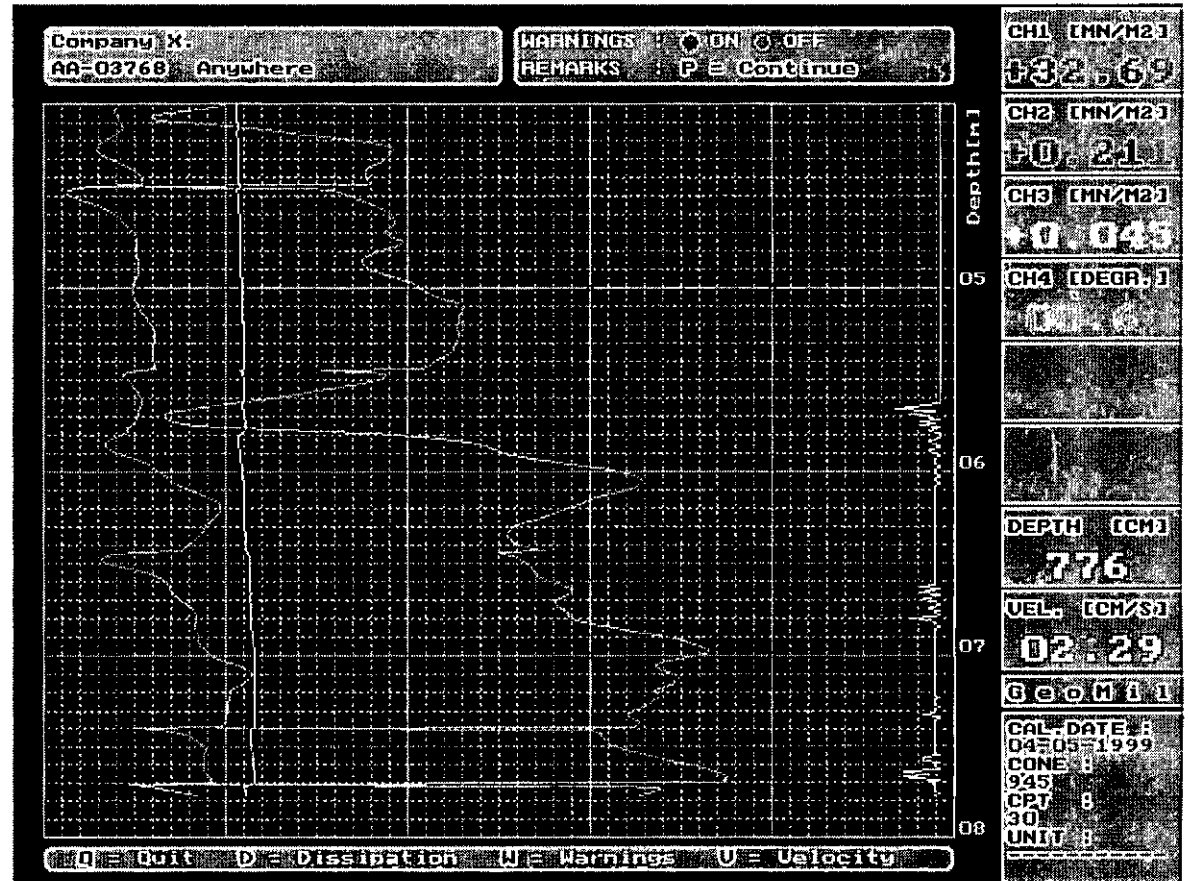
Readings taken every 10 to 50 mm

f_s
 u_b
 q_c





Manual Acquisition System	Automatic Acquisition System
<p data-bbox="436 347 1045 444">Data acquired from the load cell are monitored on</p> <p data-bbox="436 461 1045 688">the display of the STR002 device</p> 	<p data-bbox="1054 347 1656 444">Data acquired from the load cell are monitored on the display of the</p> <p data-bbox="1054 461 1656 558">ACQ002 device.</p> <p data-bbox="1054 623 1656 964">By means of TGAS01 software it is possible, during the acquisition, to transfer the data to a PC.</p> <p data-bbox="1054 1029 1656 1240">It is also possible to store off line up to 8 tests in the device memory and subsequently transfer them to a PC using the TGAS01 software.</p> 



Sondeo de cono eléctrico del primer mundo:

Resistencia a la penetración (azul)

Fricción lateral (rojo),

Presión de poro durante la penetración (verde)

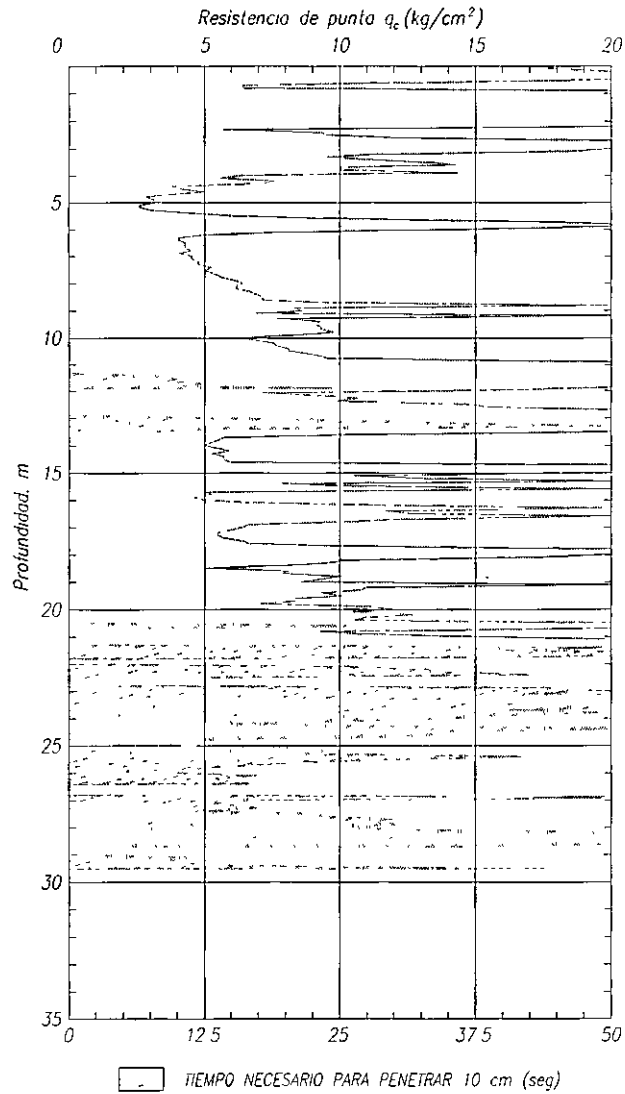
Desviación con respecto a la vertical (azul claro)

Profundidad (blanco)

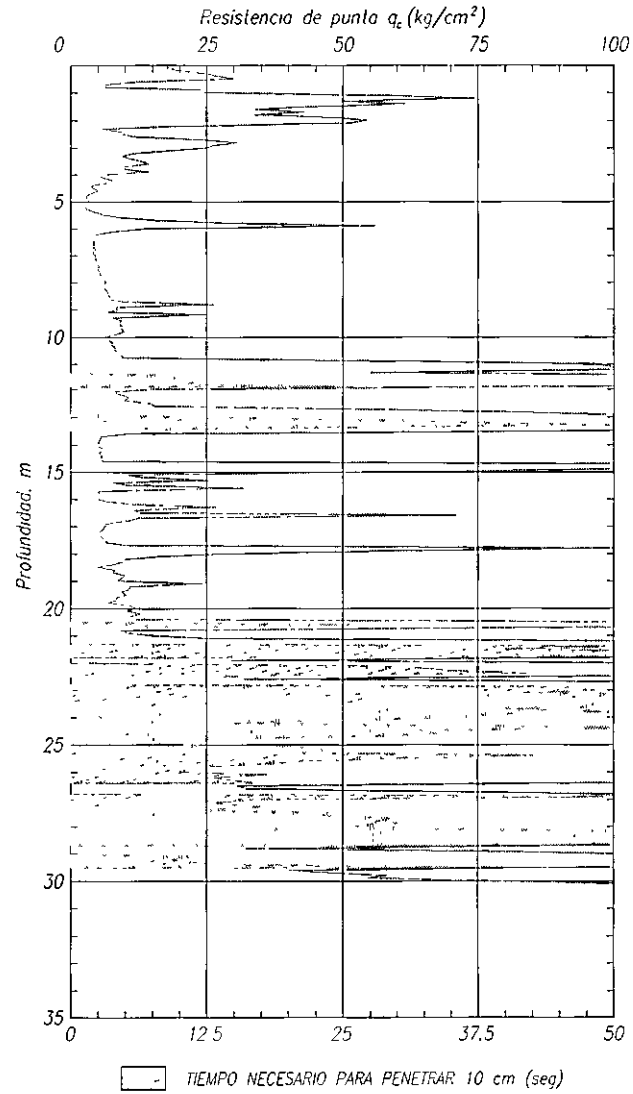
Velocidad de penetración (amarillo)

Intervalo de profundidad mostrado: 4 m

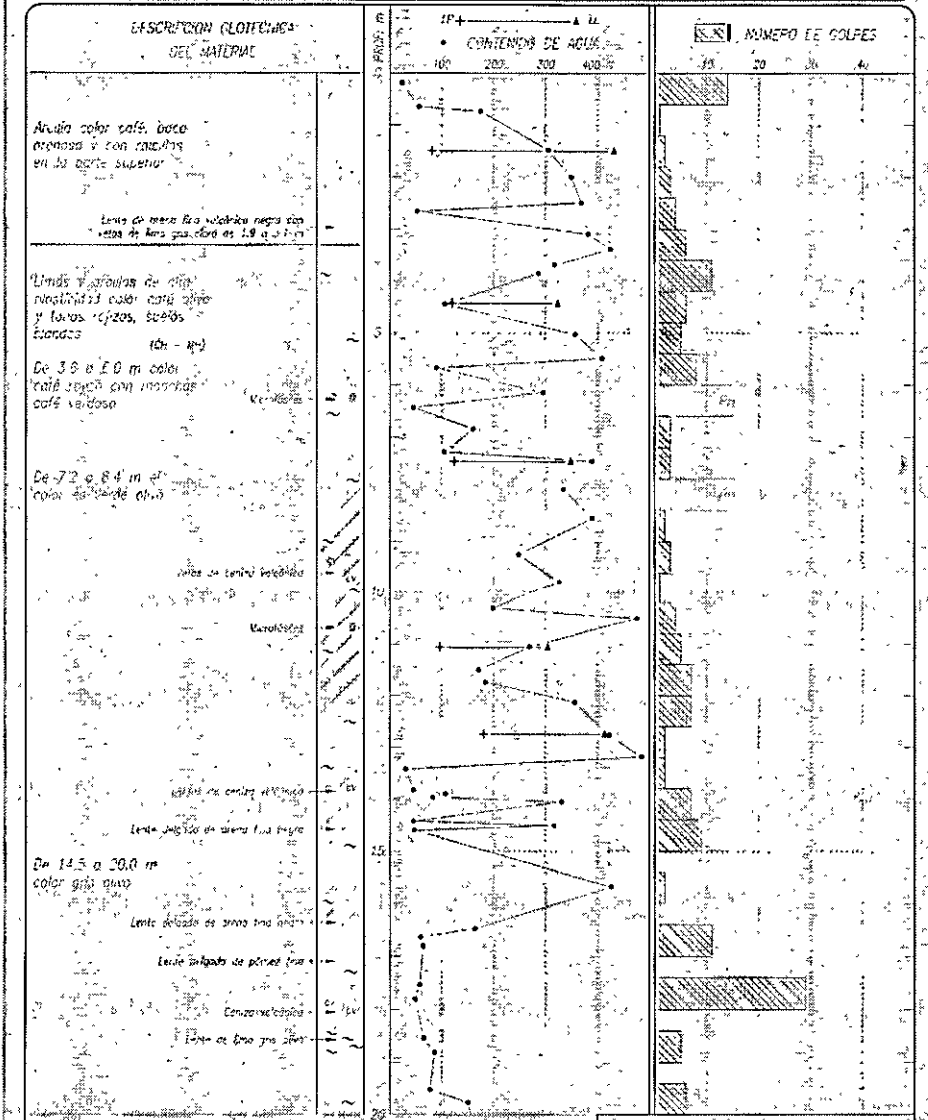
Sondeos de avance controlado



SCE-17
LAGO DE TEXCOCO



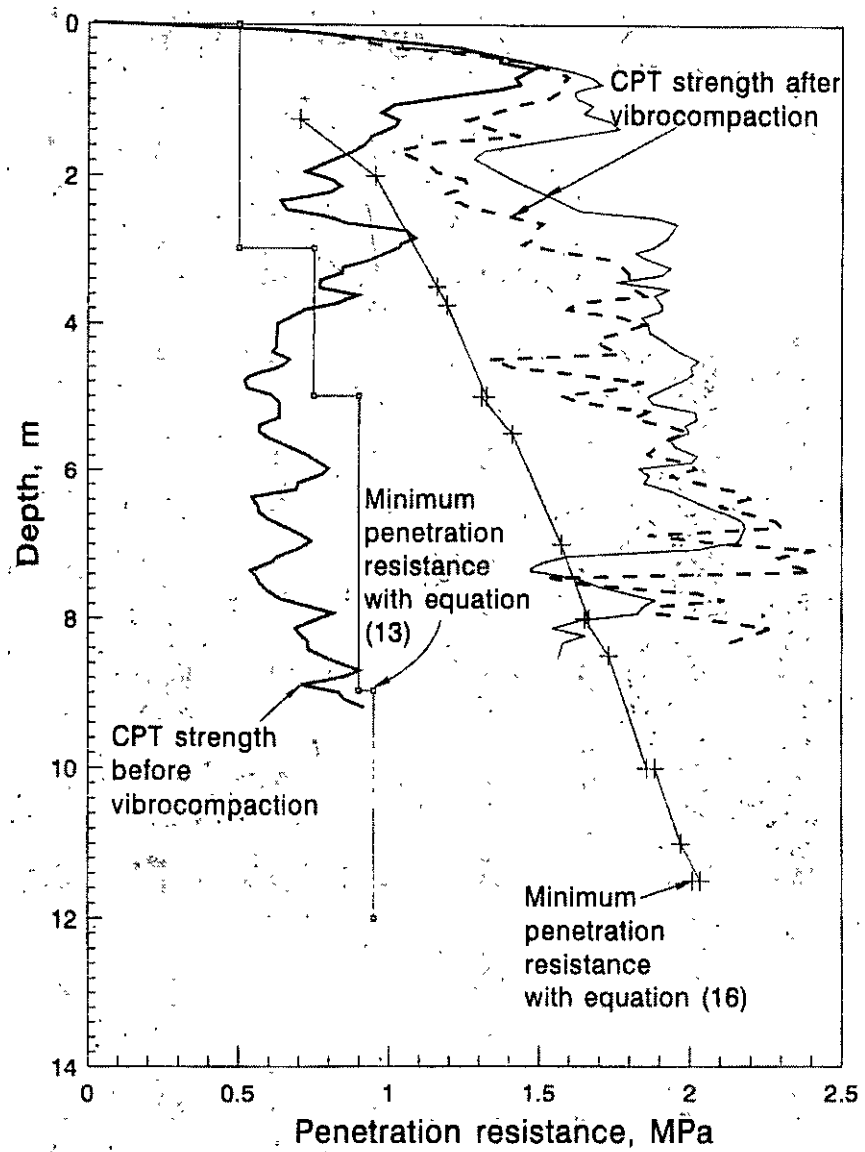
SCE-17
LAGO DE TEXCOCO



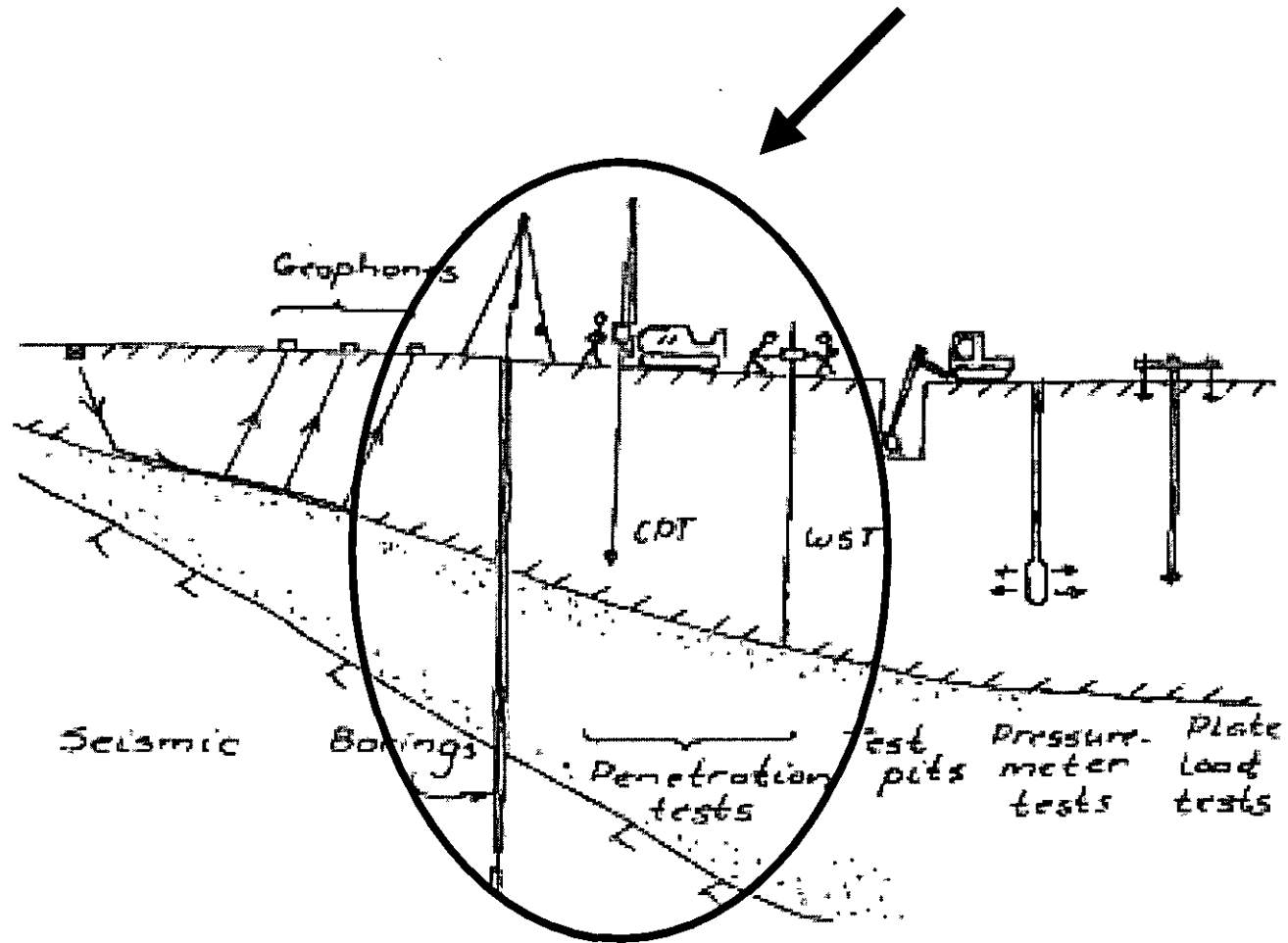
P = Peso de herramienta
 C = Porcentaje de gravas
 G = Porcentaje de arenas
 F = Porcentaje de finos
 Lp = Límite plástico
 Lq = Límite líquido
 Np = Nivel de aguas freáticas

TECNICAS DE EXPLORACION UTILIZADAS:
 IS = Tubo Shelby
 SAC = Sondeo de avance controlado
 SCD = Sondeo de cono dinámico
 SPT = Sondeo de penetración estándar
 BARRIL = Barril NAL
 A = Avance con broca técnica

¿sondeo mixto o sondeo selectivo?

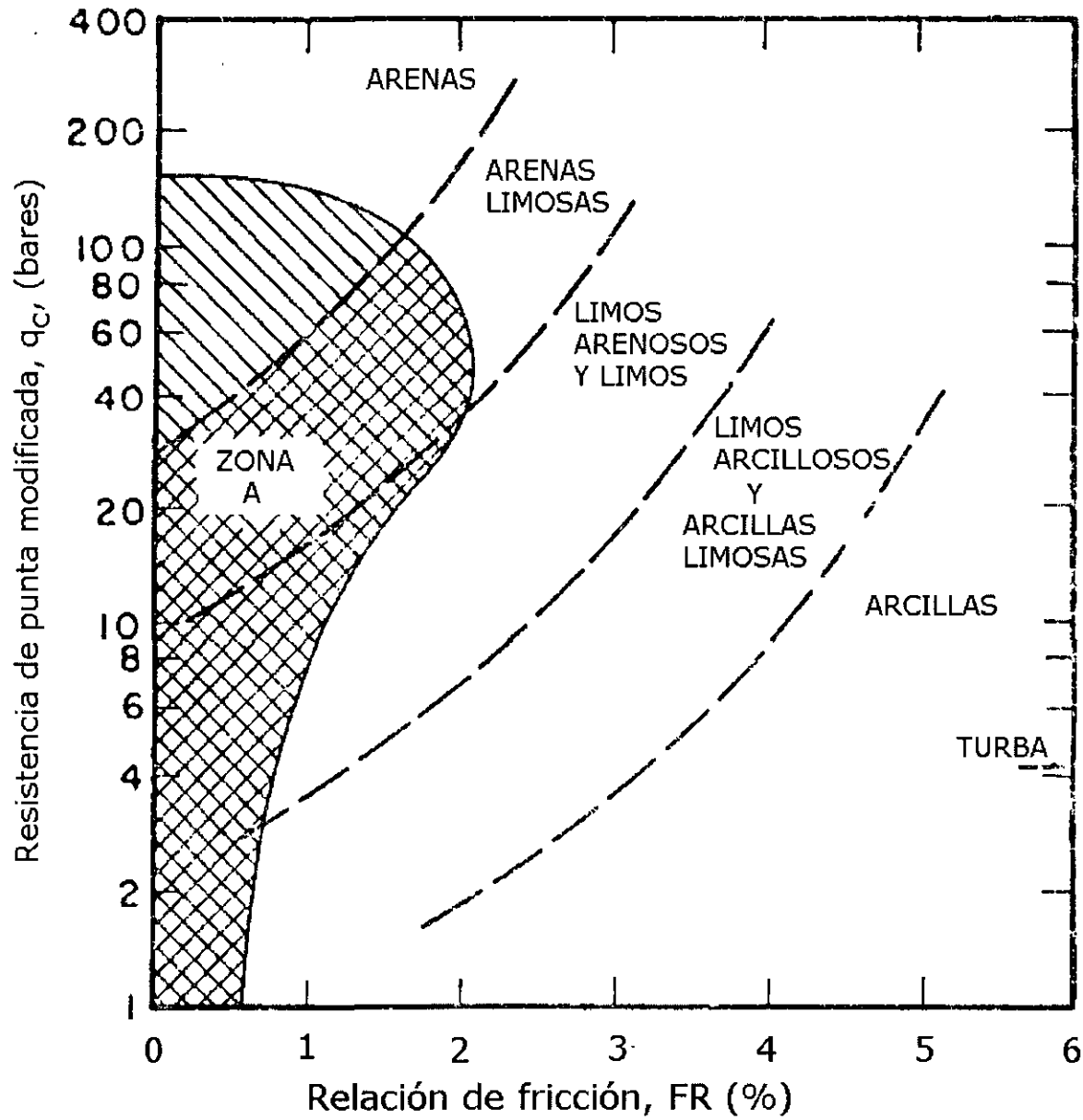


Otros tipos de sondeos



Broms

1 bar = 100 kPa = 1.02 kg/cm²



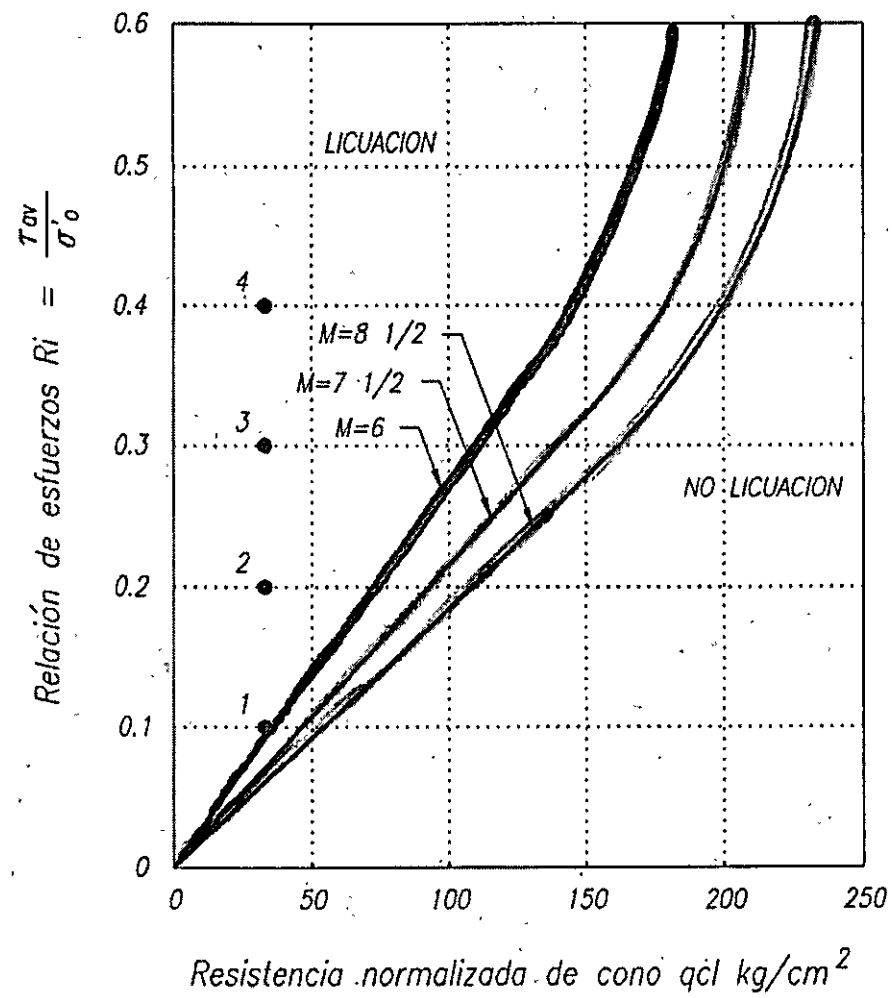
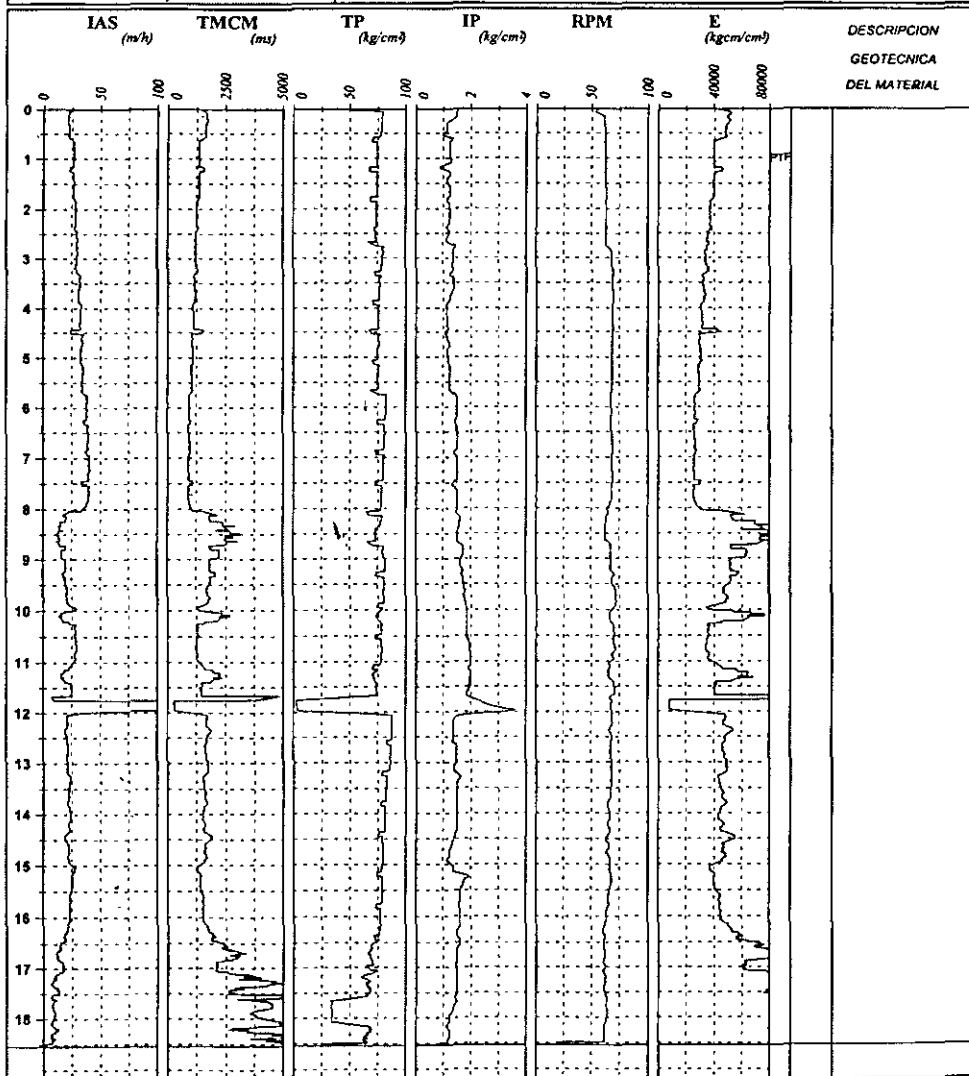


Fig 21 Evaluación del potencial de licuación

SONDEO : SPP-3H
Método de perforación: *Rotatorio*
Perforadora: *Long Year 38* Fecha : *22/09/2001*
Proyecto: **AEROPUERTO TEXCOCO** X: Comenzó : *0.0 m*
Y: Terminó : *18.51 m*
Z:

Comentarios : *PTF: pérdida total de fluido de perforación*



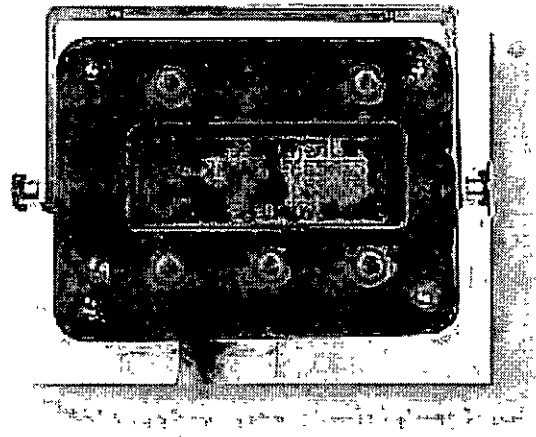
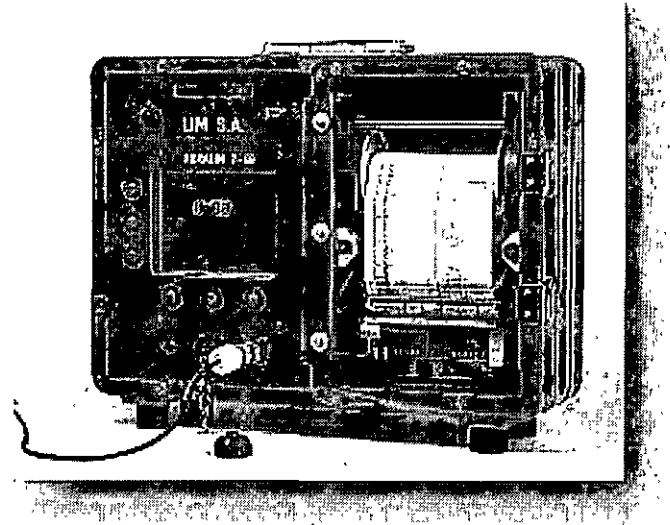
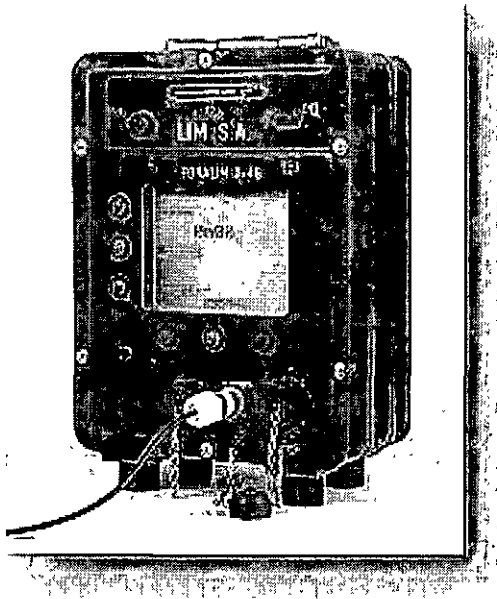
Sondeos con parámetros de perforación controlados

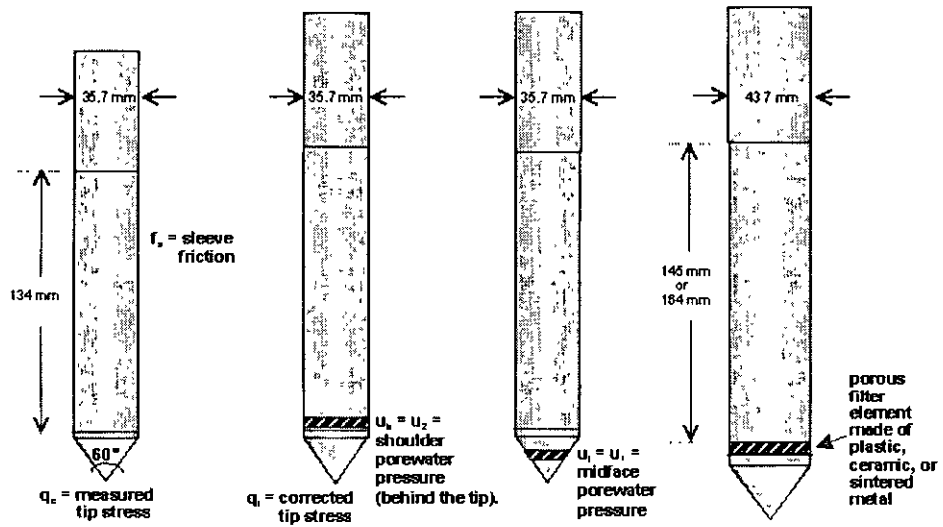
IAS= velocidad de avance instantáneo

TP = presión de la barrena de ataque

IP= la presión del fluido

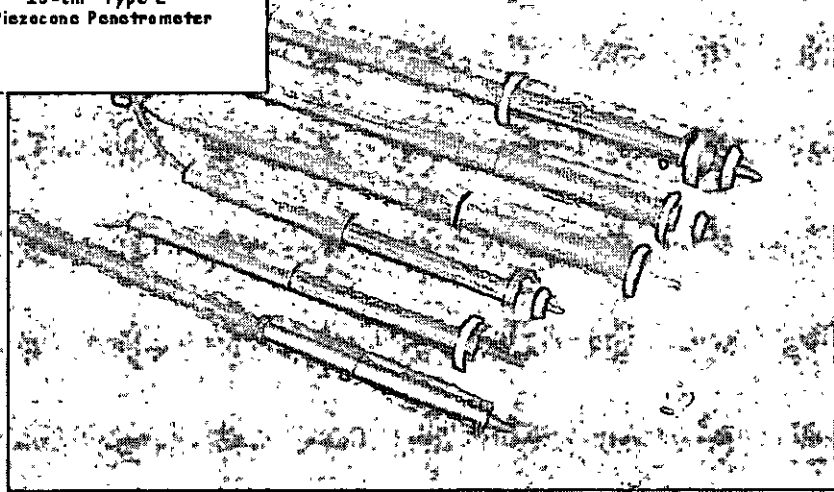
RPM= velocidad de rotación

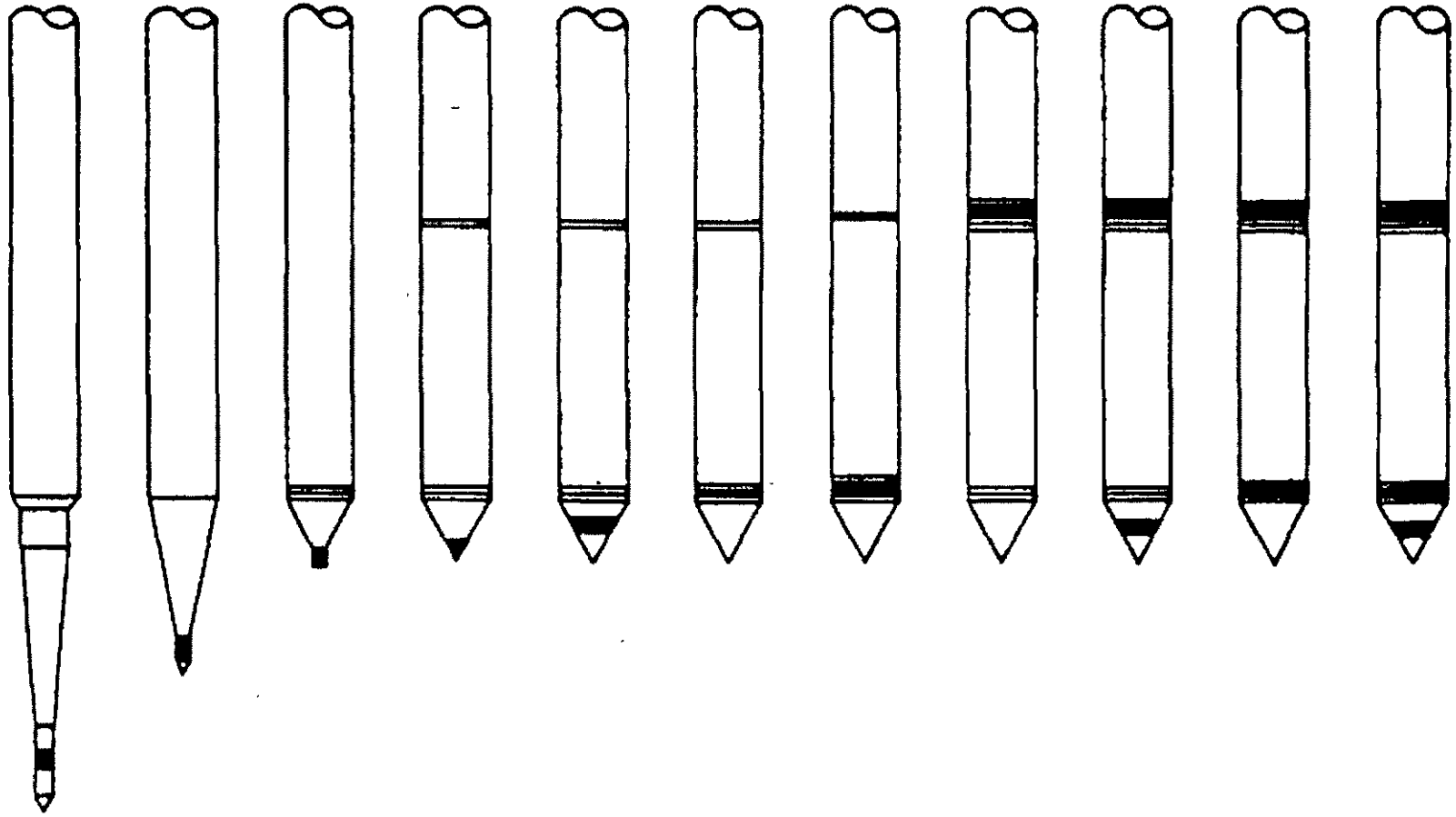


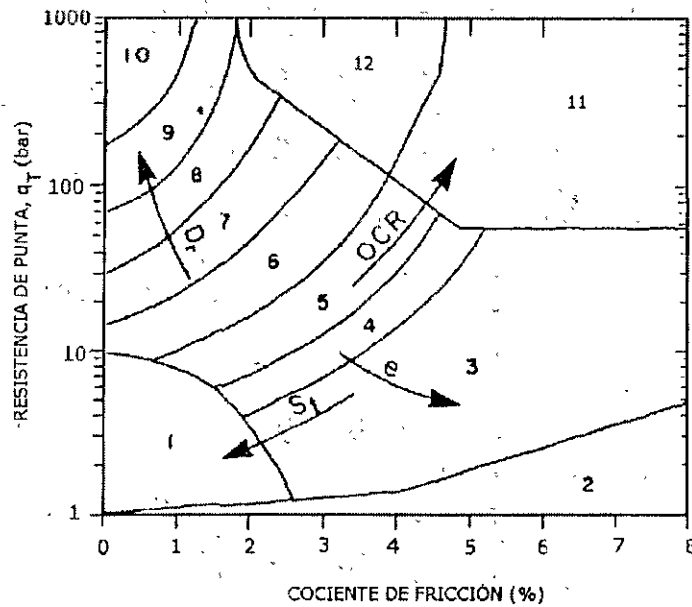


10-cm² Friction-Type Cone Penetrometer 10-cm² Standard Piezocone 10-cm² Type 1 Piezocone 15-cm² Type 2 Piezocone Penetrometer

piezoconos

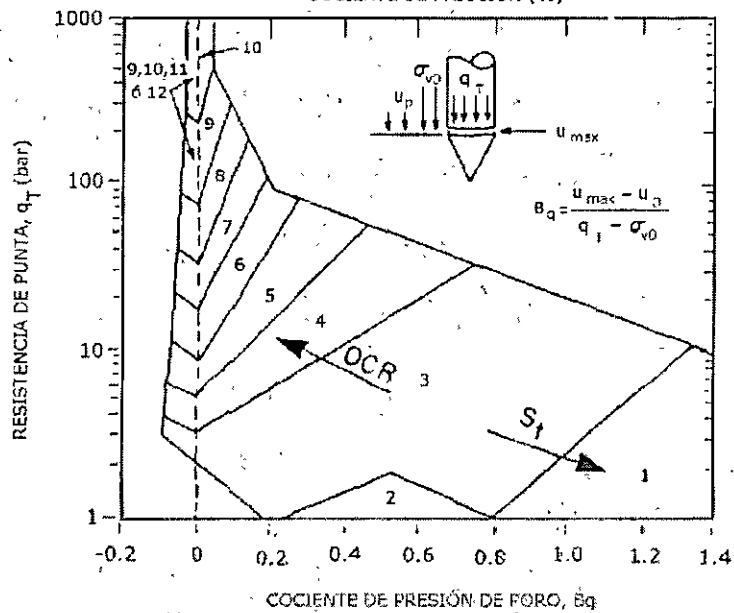


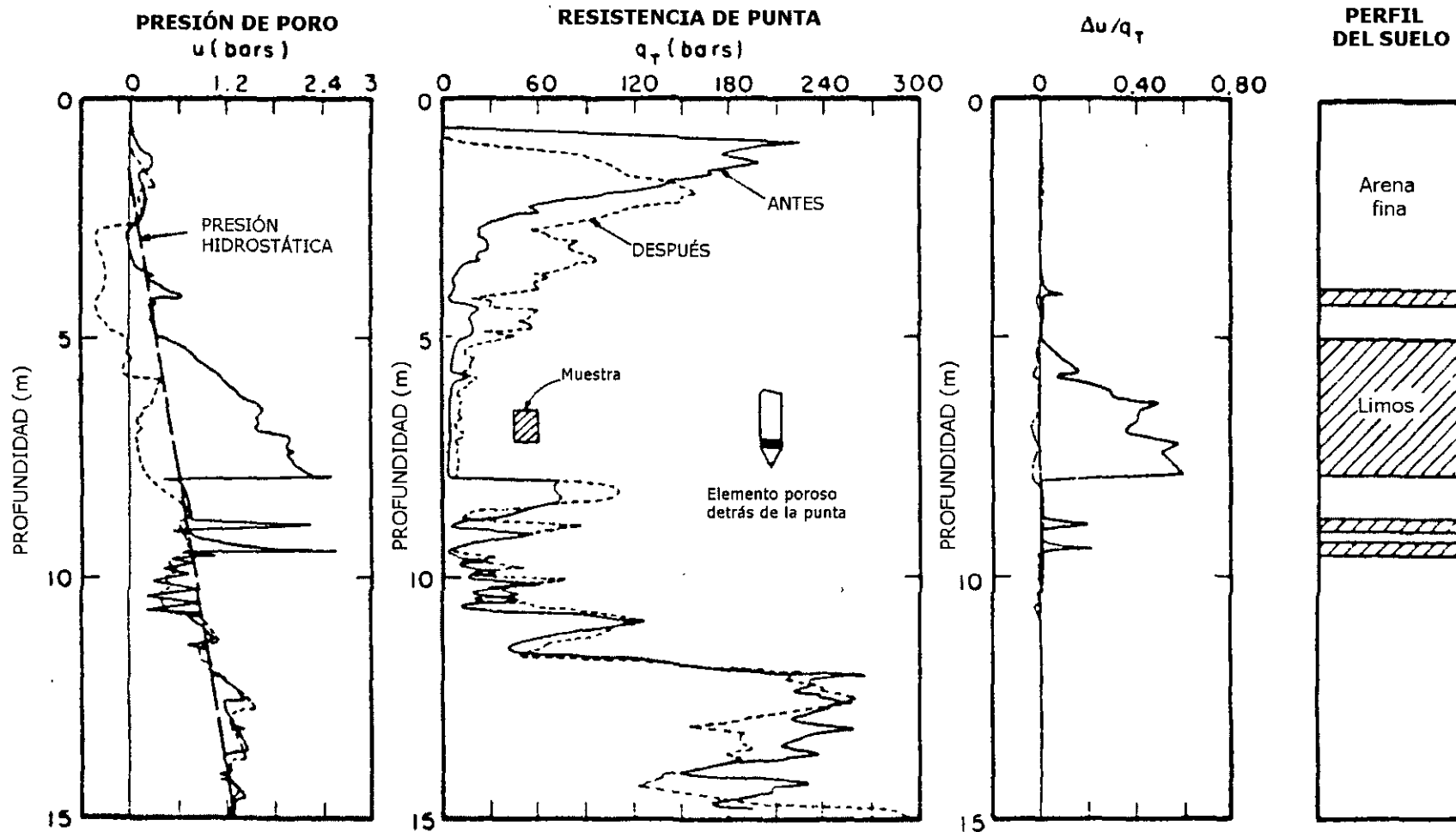


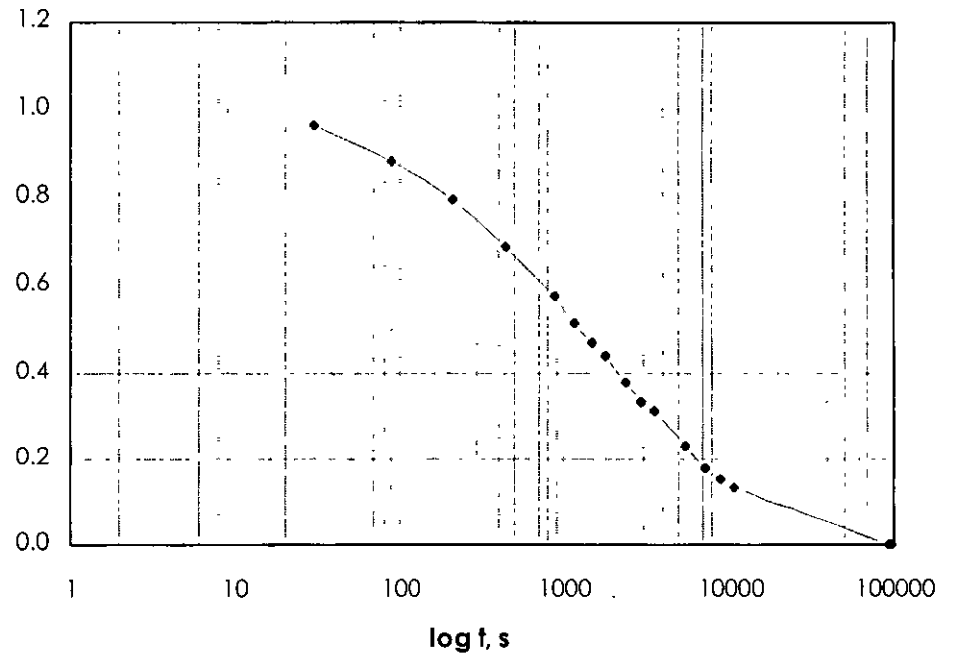
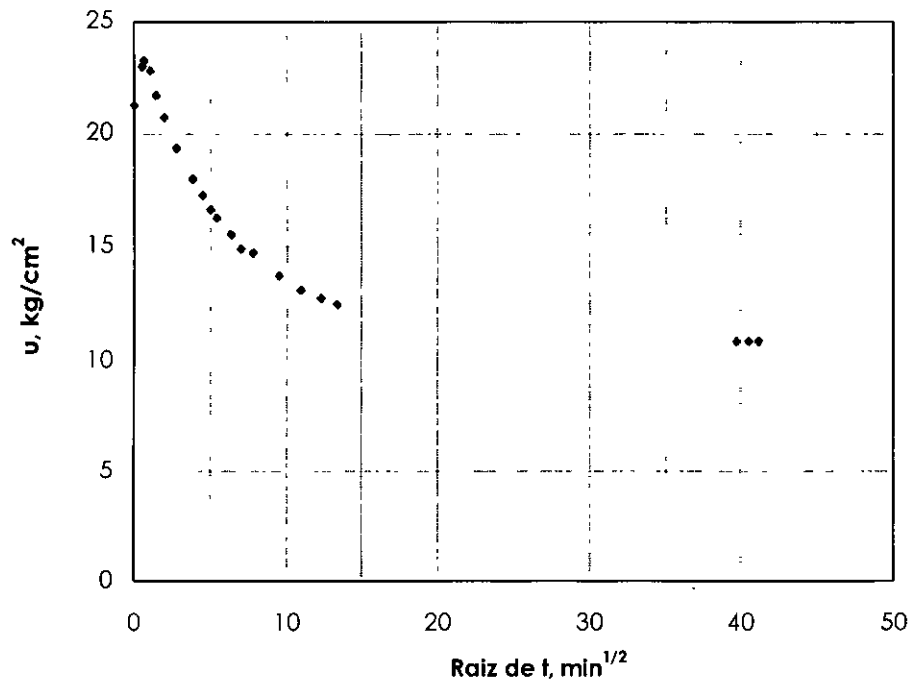


Zona	Tipo de comportamiento del suelo
1	sensitivo de grano fino
2	material orgánico
3	arcilla
4	arcilla limosa - arcilla
5	limo arcilloso - arcilla limosa
6	limo arenoso - limo arcilloso
7	arena limosa - limo arenoso
8	arena - arena limosa
9	arena
10	arena gravosa - arena
11	muy rígido de grano fino*
12	arena - arena arcillosa*

* sobreconsolidada o cementada.







$$U = \frac{u - u_0}{u_i - u_0}$$

U=exceso de presión de poro normalizado a un tiempo t

u_0 , presión de poro estática o in situ

u_i , presión de poro inicial a $t=0$

u , presión de poro a un tiempo t

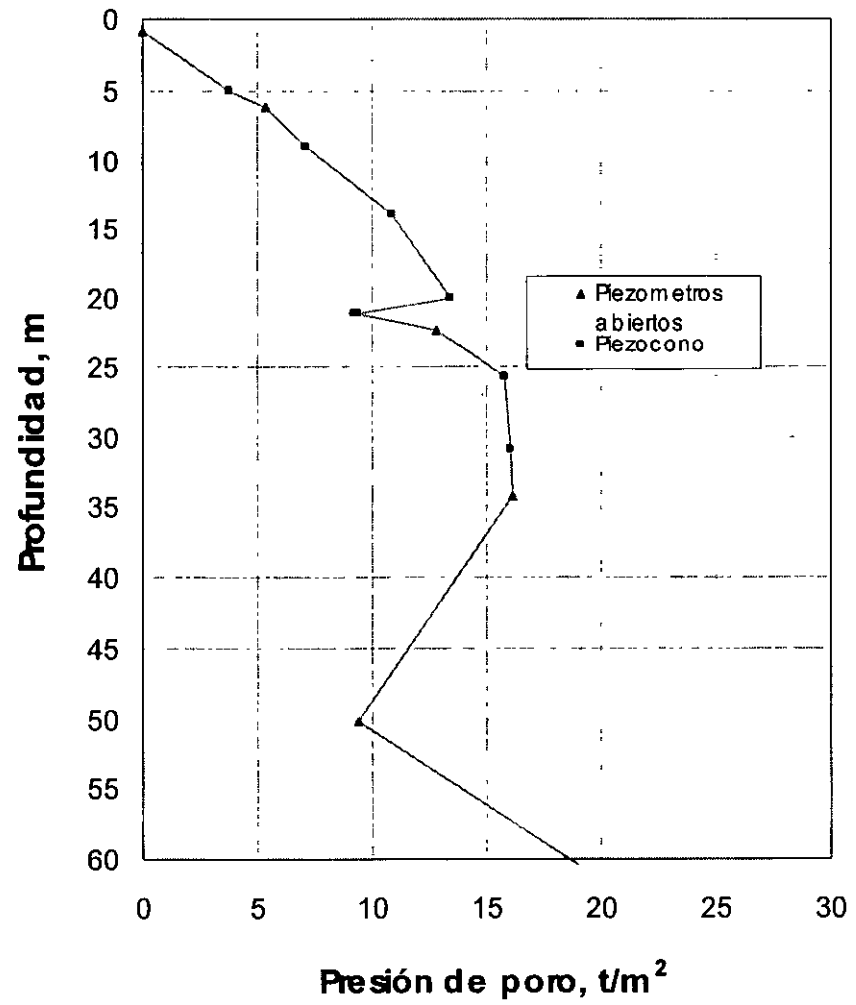
$$k_h(\text{piezocono}) = \frac{\gamma_w}{2.3\sigma_{vo}'} * RR(\text{piezocono}) * C_h$$

T	t s	C _h (piezocono) cm ² /s	k _h cm/s
0.69	200	0.01098	3.51767E-08
3.00	750	0.01273	4.07846E-08
5.60	1300	0.01371	4.39219E-08
10.00	2100	0.01516	4.85531E-08
39.00	6300	0.01970	6.3119E-08
77.00	16000	0.01532	4.9069E-08

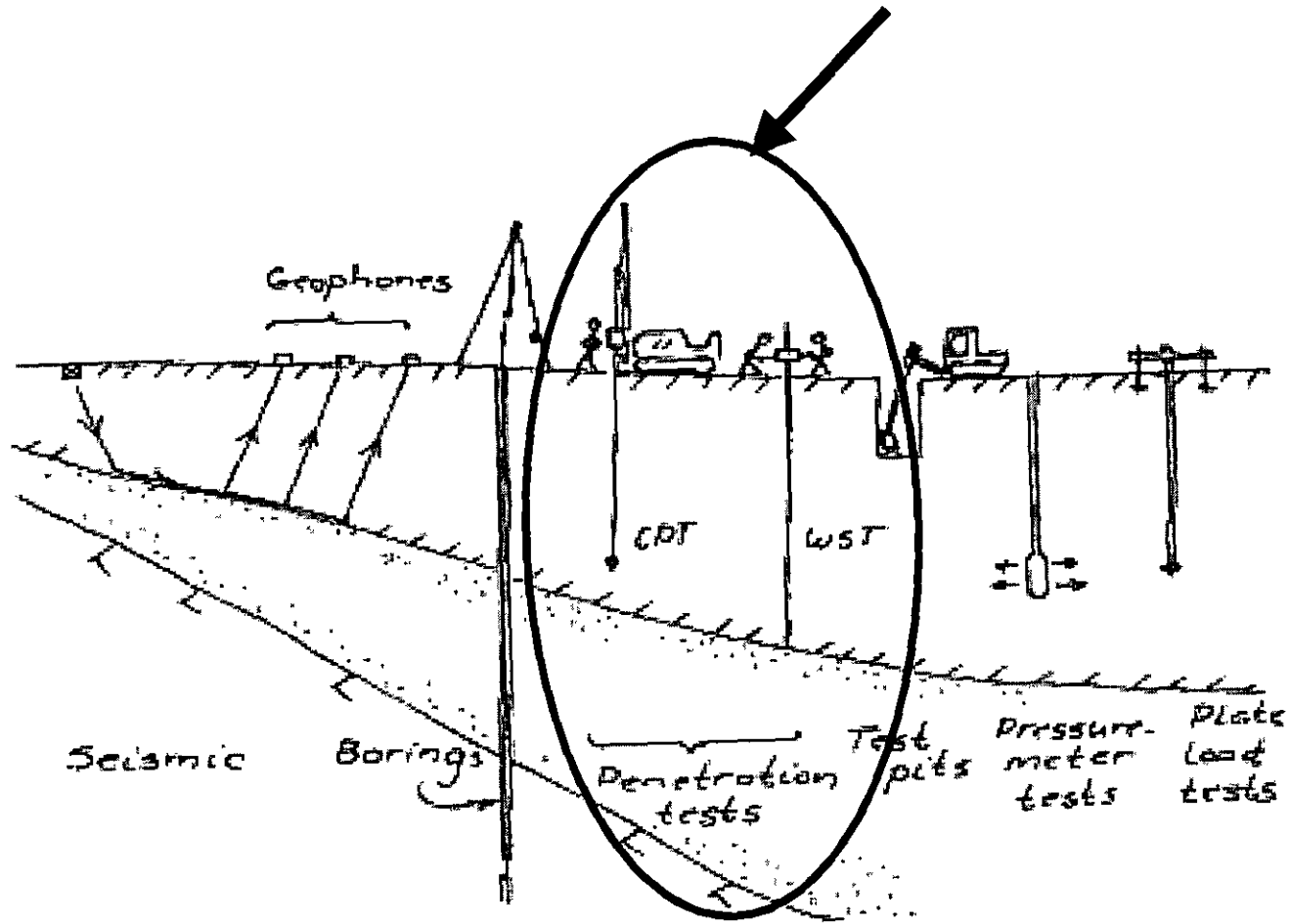
Valores obtenidos en el análisis de una prueba de consolidación, para un grado de consolidación del 50%;

$$C_v = 0.0012 \text{ m}^2/\text{día} \text{ (} 1.399 \text{ E-04 cm}^2/\text{s)}$$

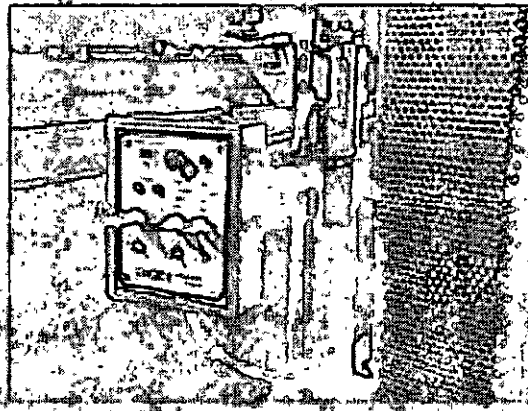
$$k_v = 4.01 \text{ E-08 cm/s}$$



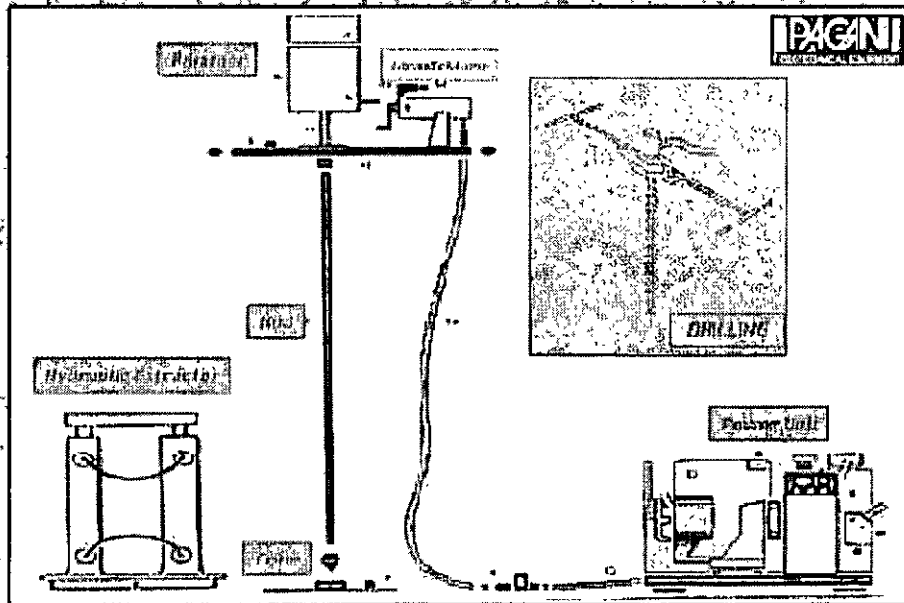
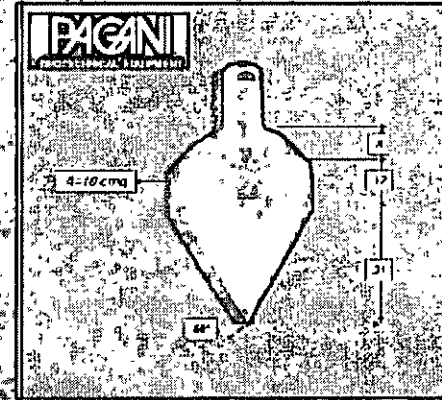
Conos dinámicos

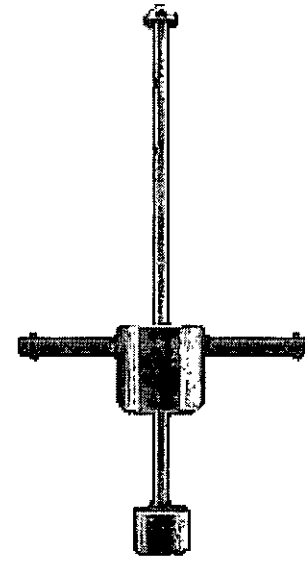
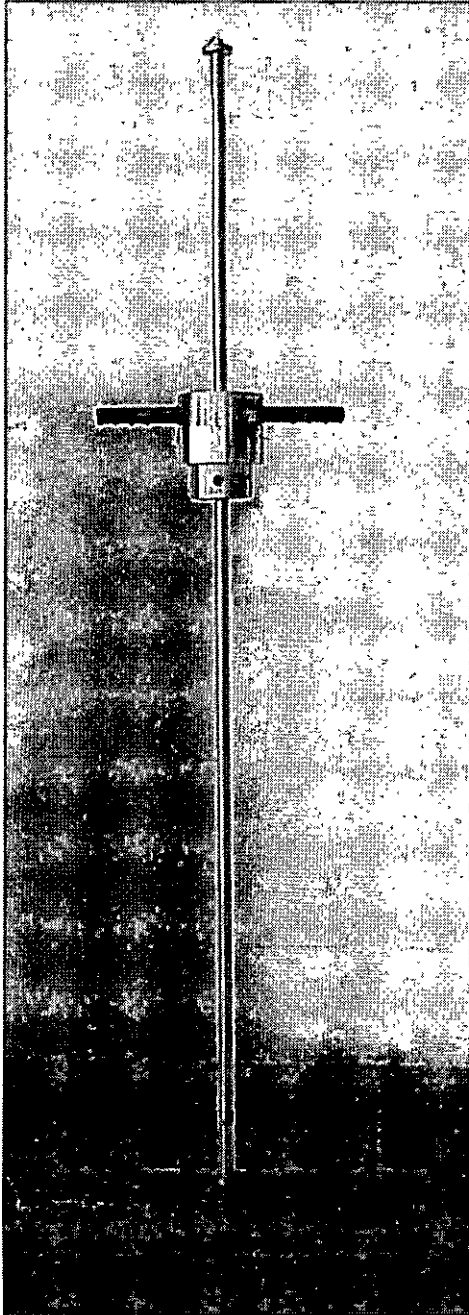


Broms



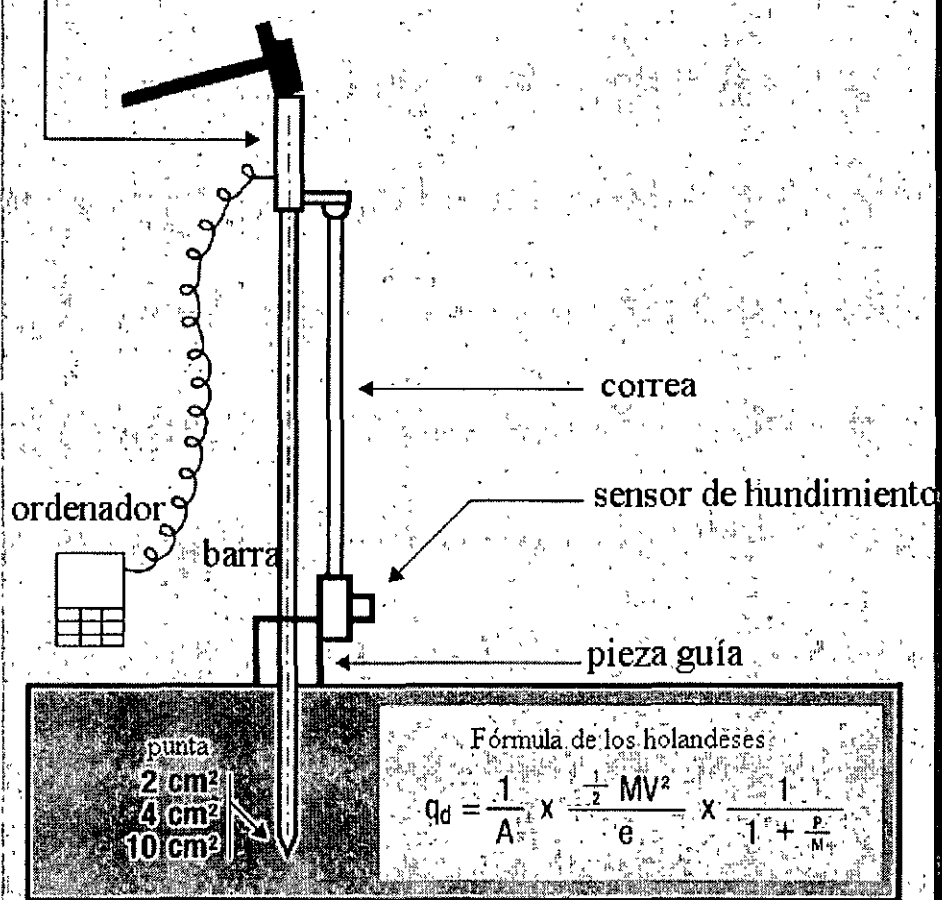
6010-202109





Principio del Panda

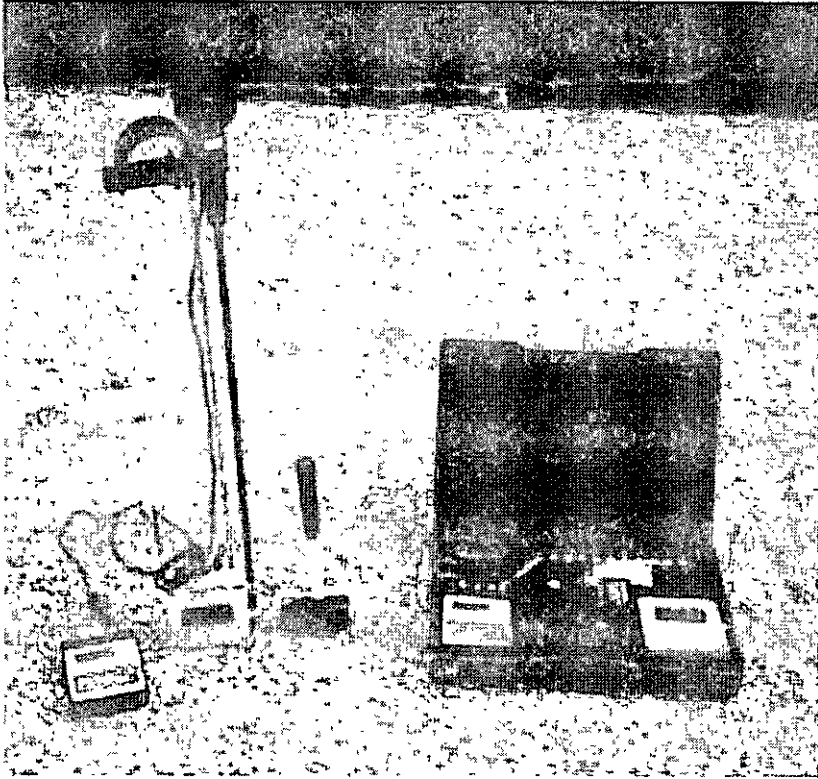
sensores mediante la
velocidad del impacto

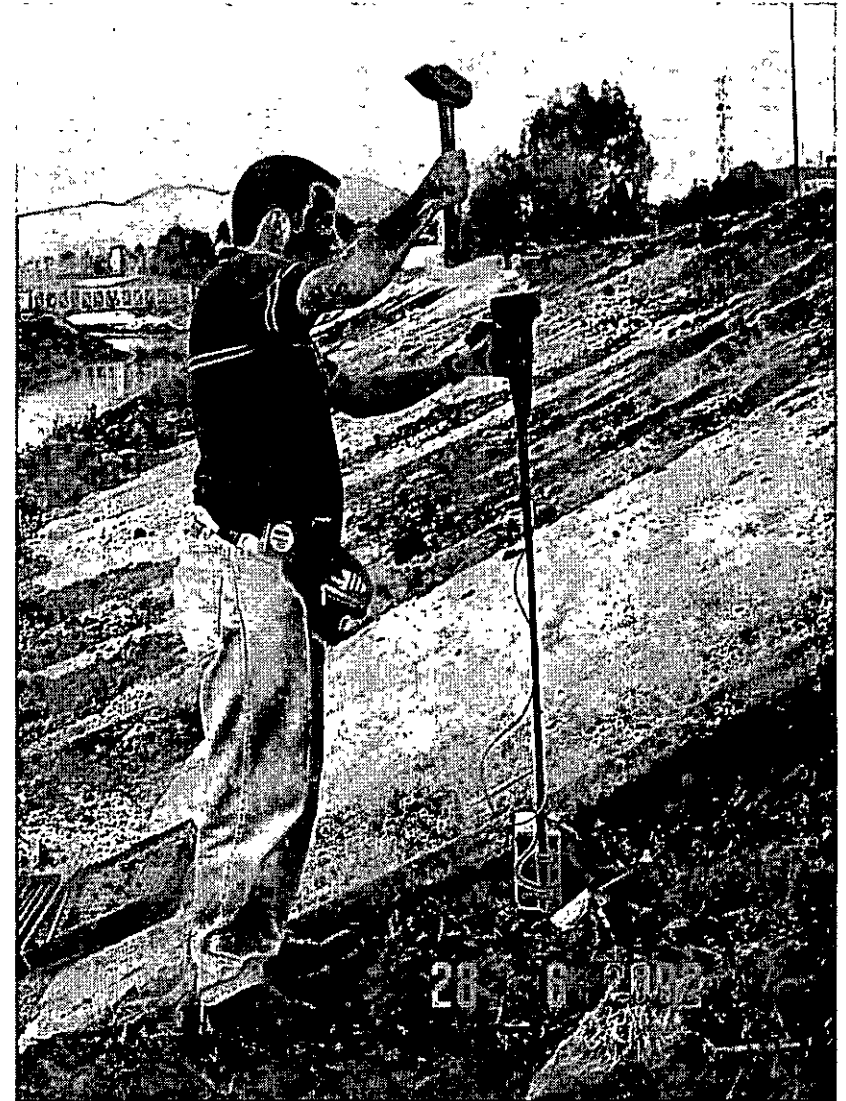
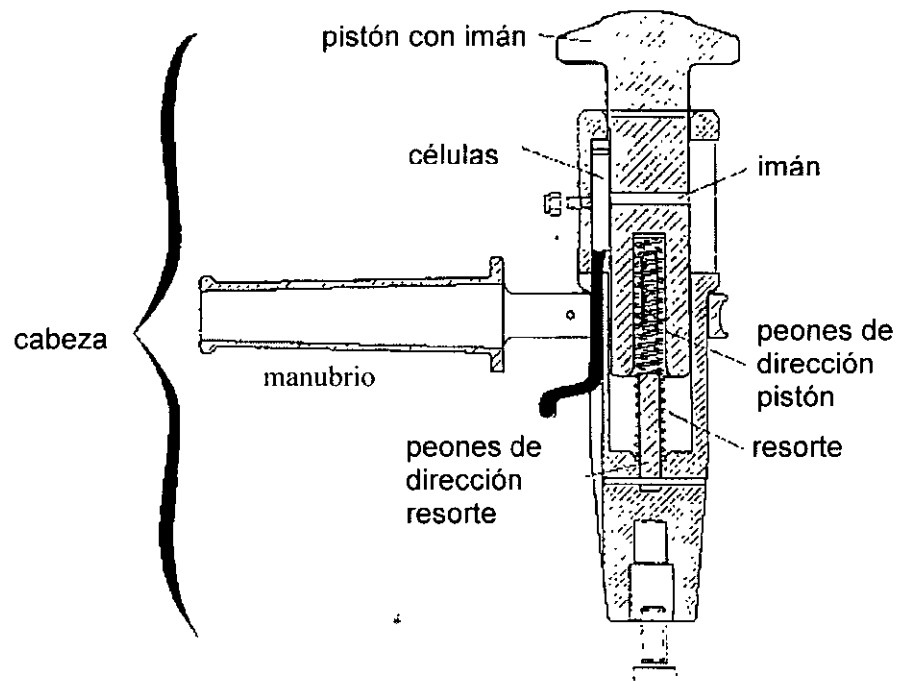


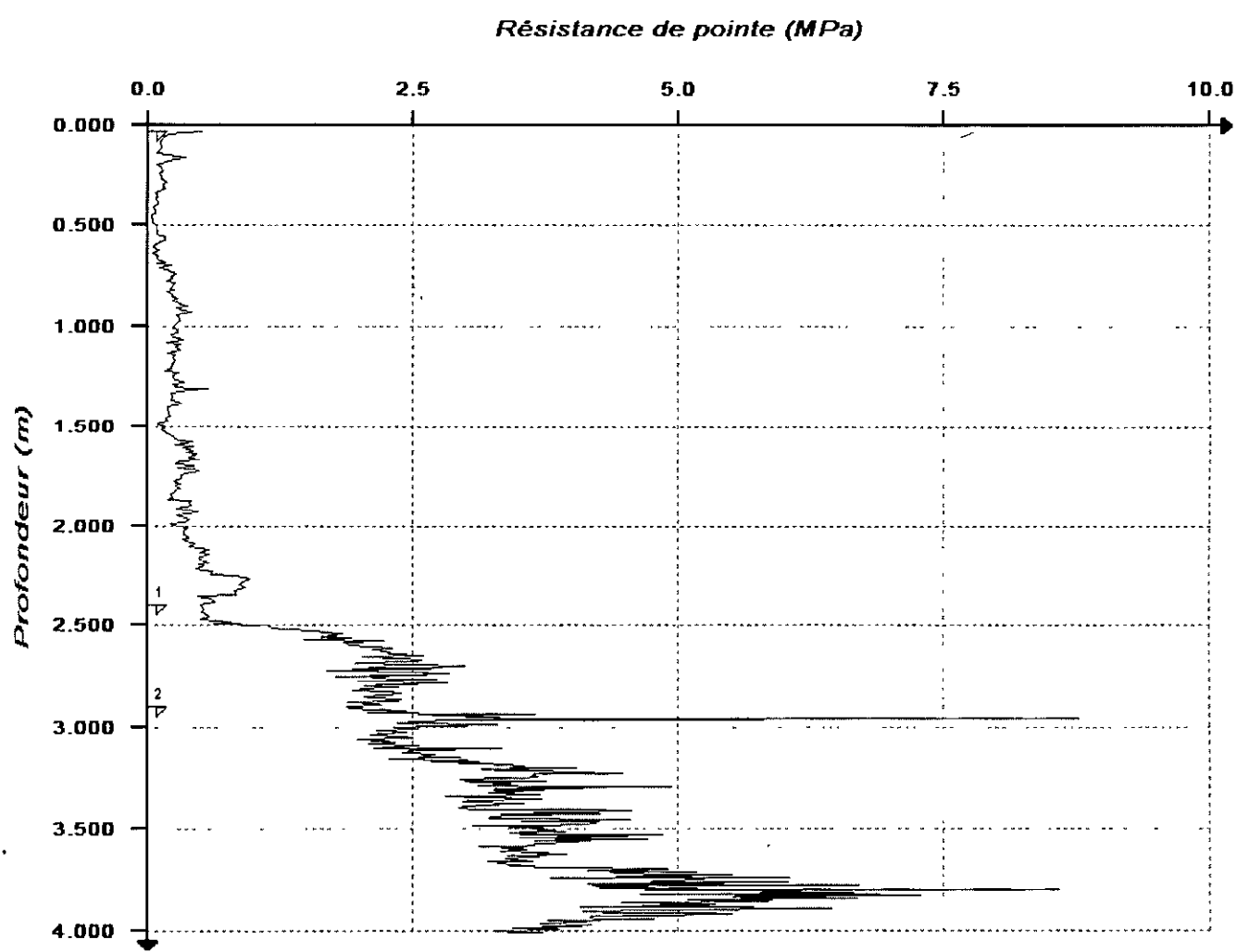
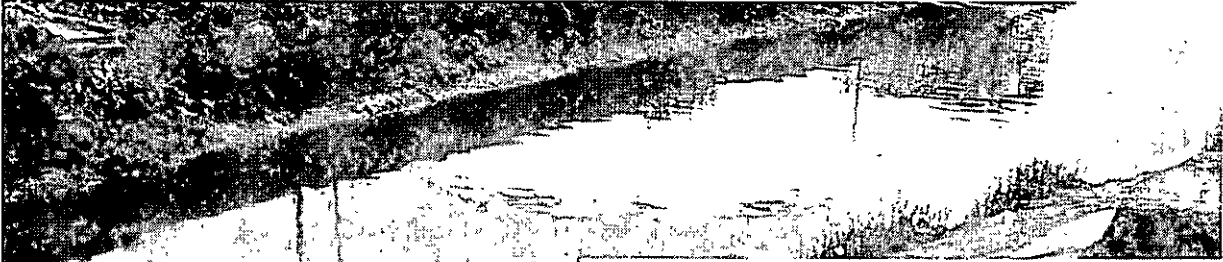
$$q_d = \frac{1}{A} \times \frac{\frac{1}{2} Mv^2}{e} \times \frac{M}{M+P}$$

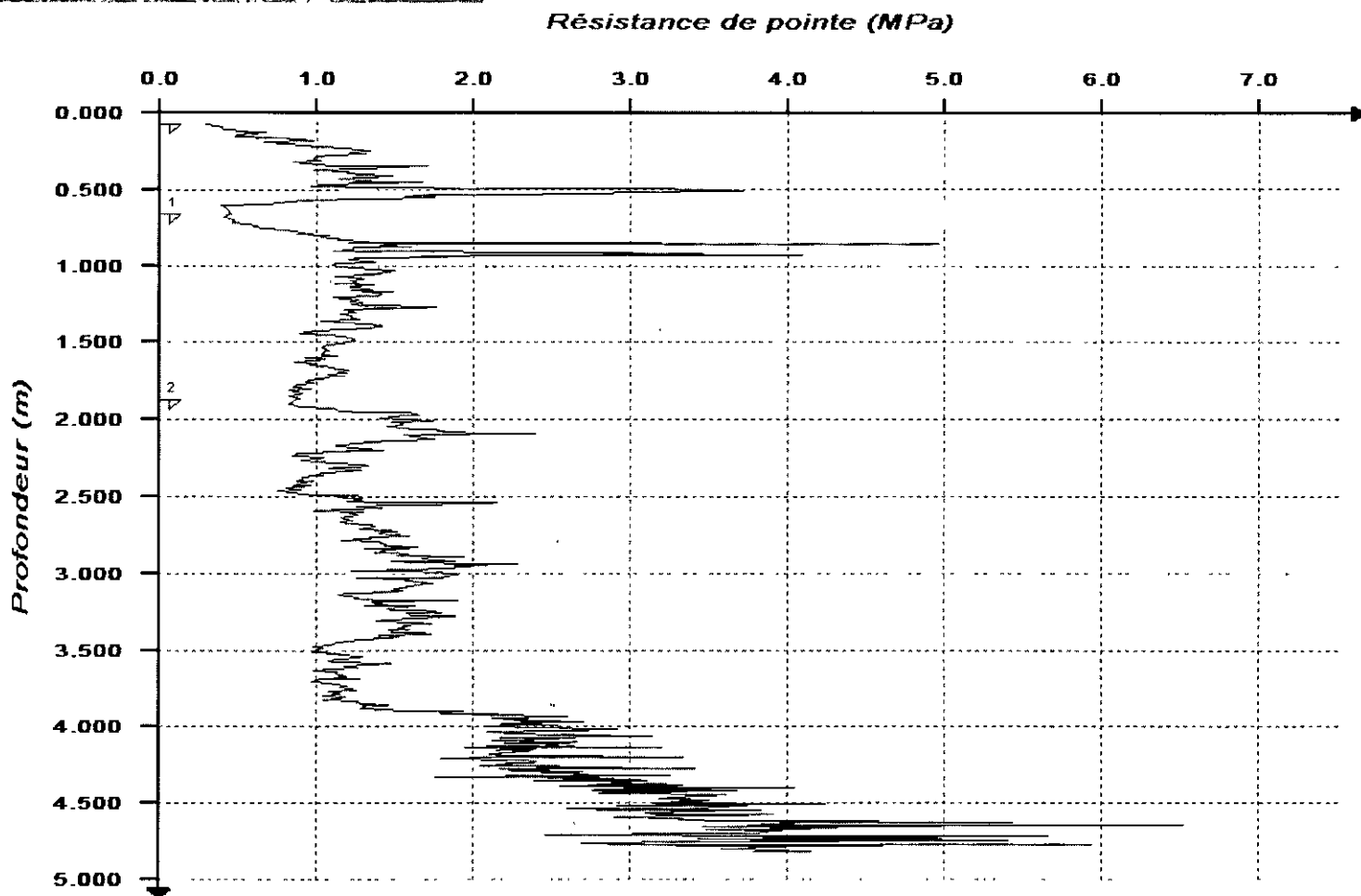
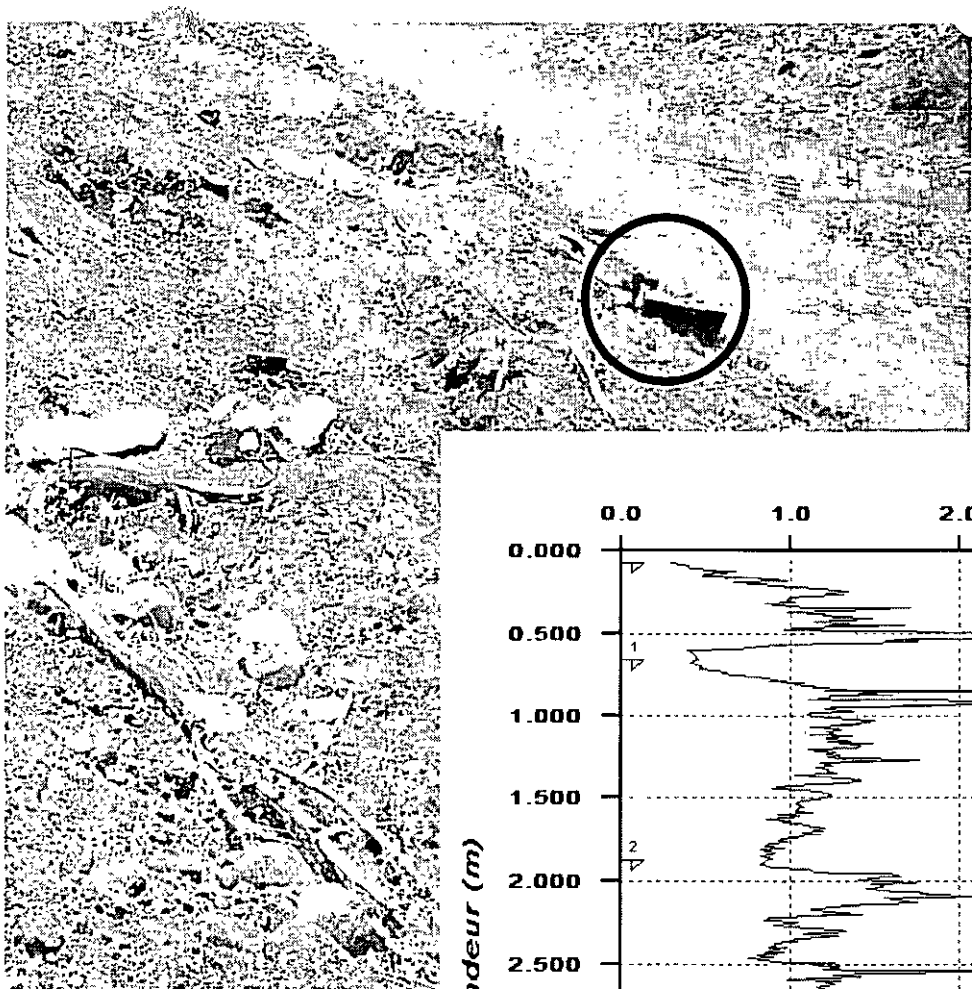
con :

- M : masa que golpea
 - P : masa muerta implicada
 - e :: hundimiento plástico
 - A : sección de la punta
 - v : velocidad de la masa que golpea
- $v = l/t$ l : distancia entre las celdas
- t : tiempo de paso entre las celdas





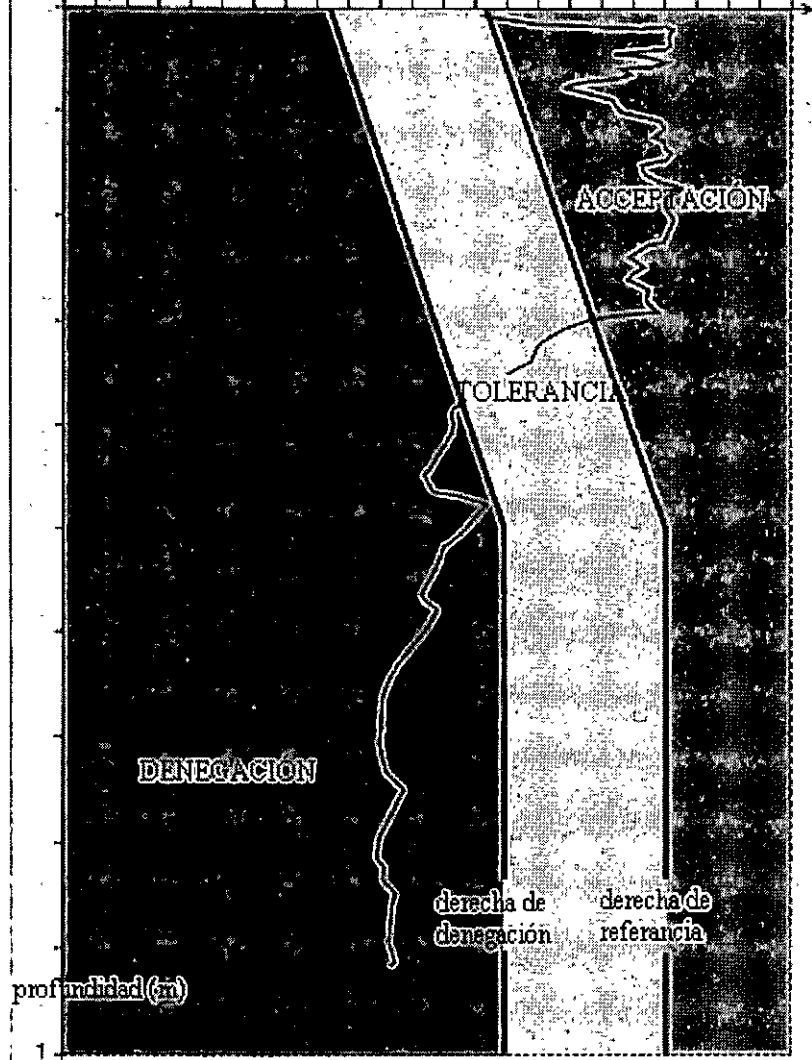




suelo : B3
calidad : Q3

resistencia de punta (MPa)

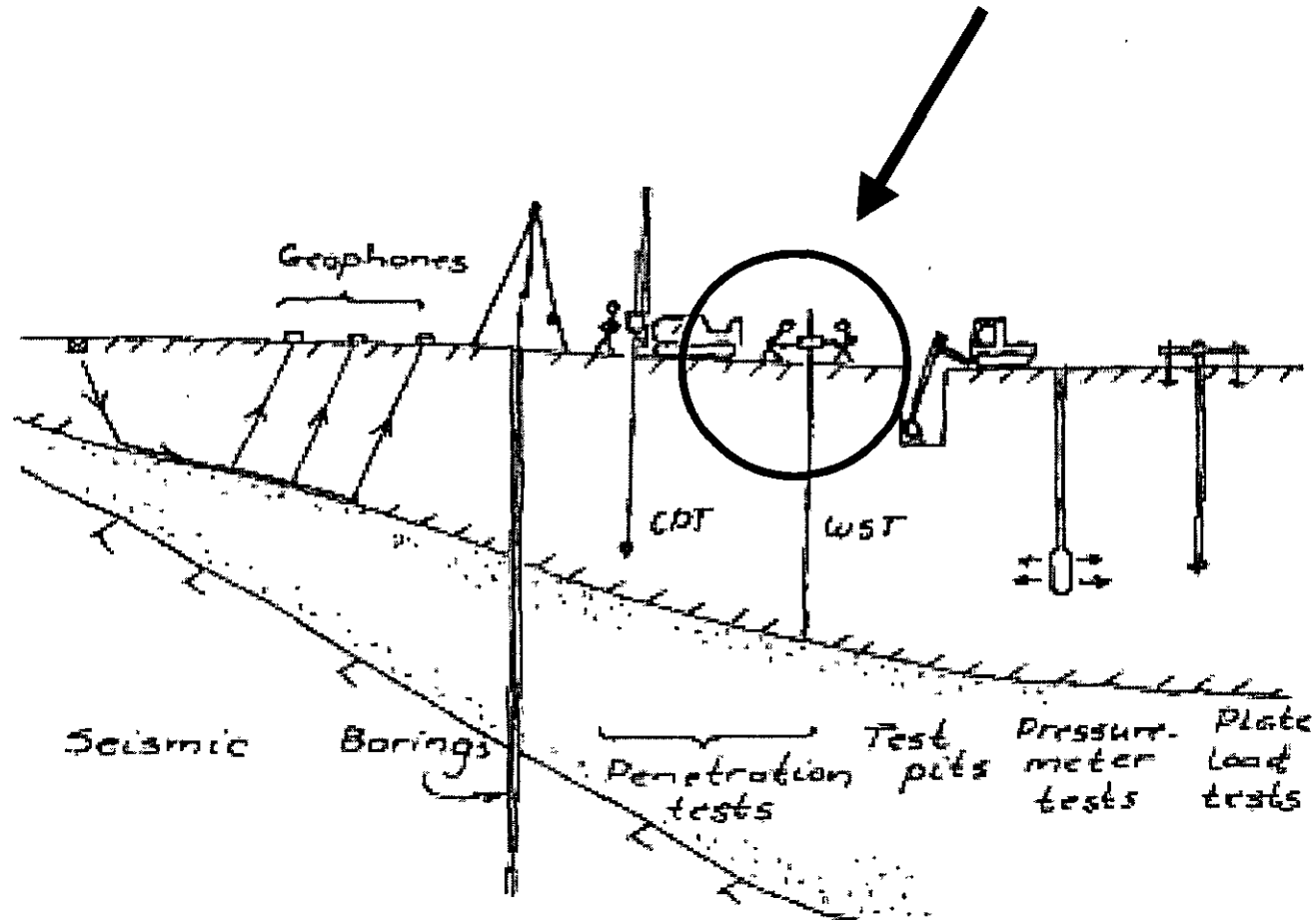
0.5 1 5 10 50

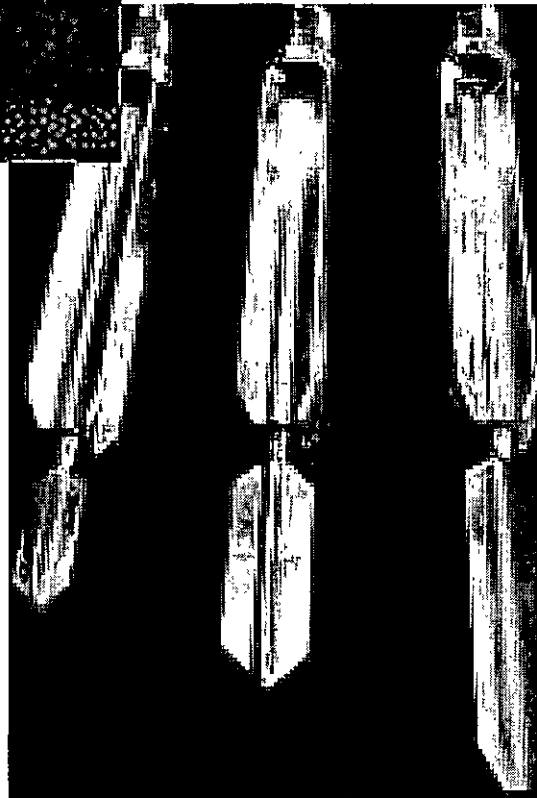
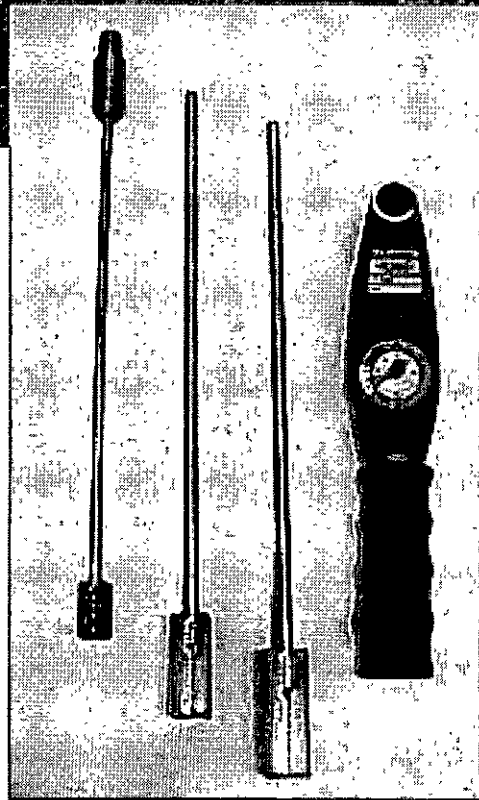


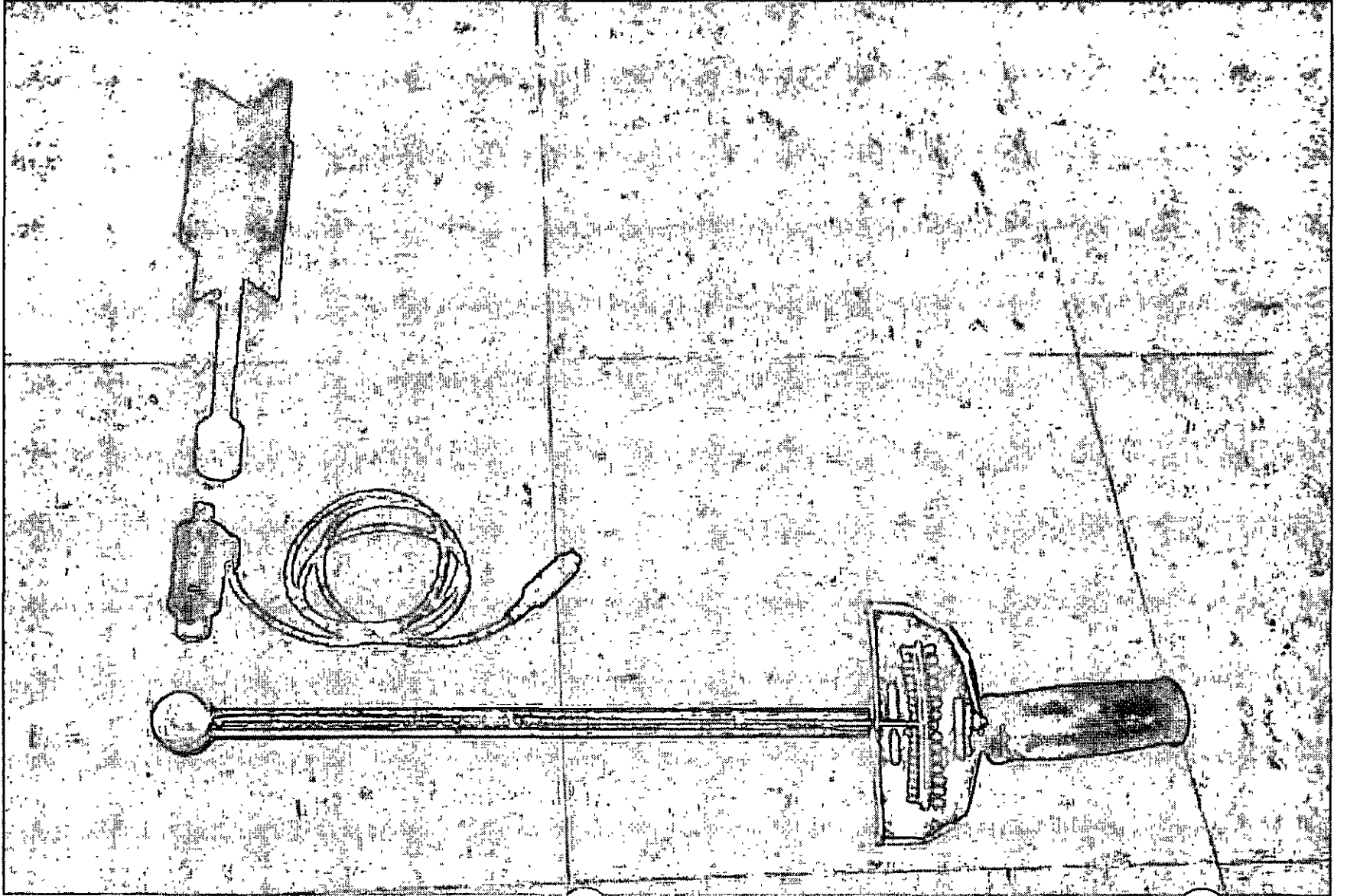
profundidad (m)

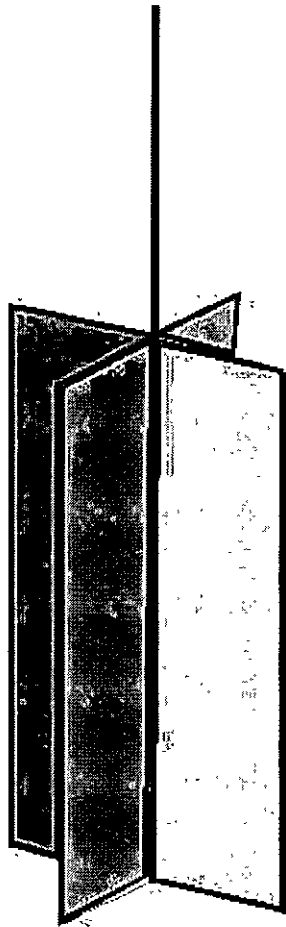
1

Veletas de campo

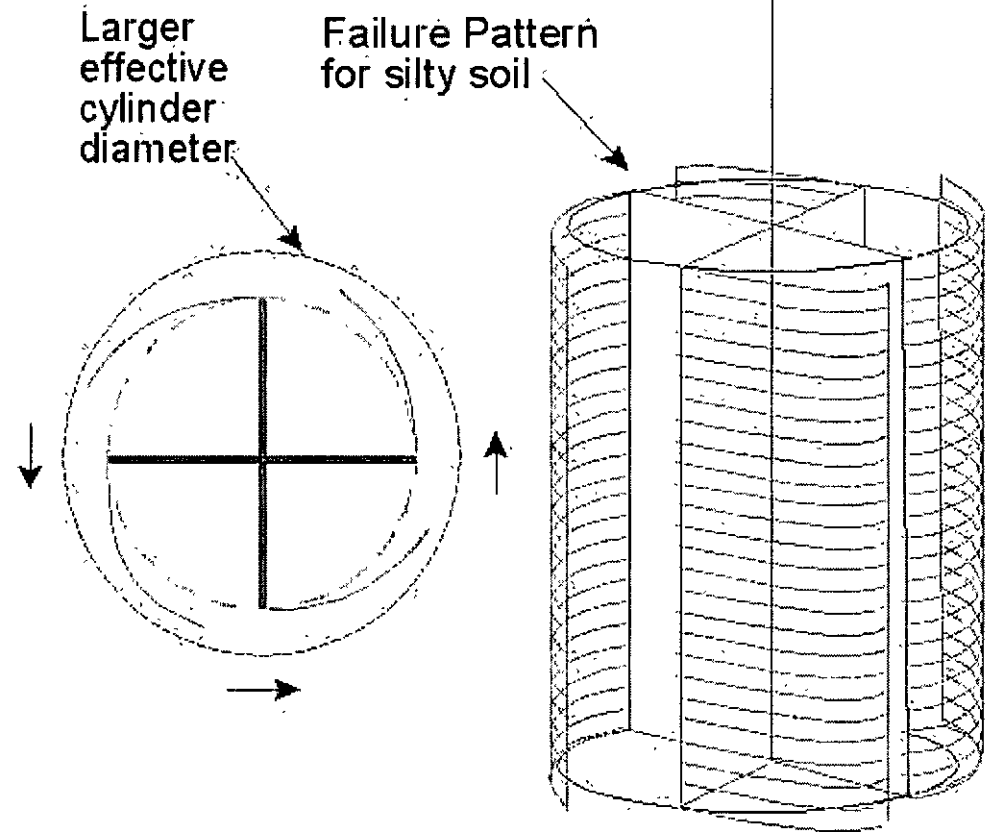




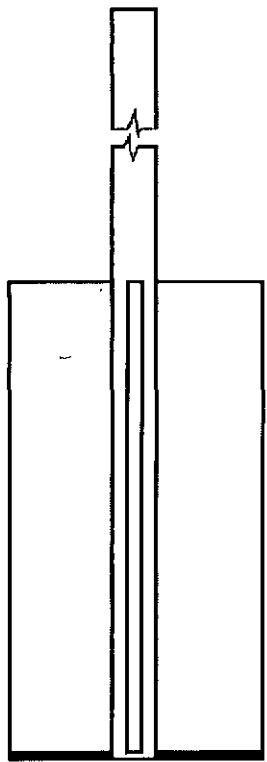




Field Vane Shear



Field Vane Shear
testing in silty clays

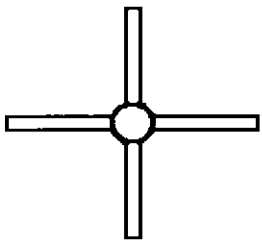
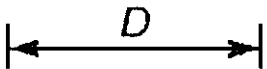


$$Su_{(FV)} = T / ((p D^3/2) (H/D + a/2))$$

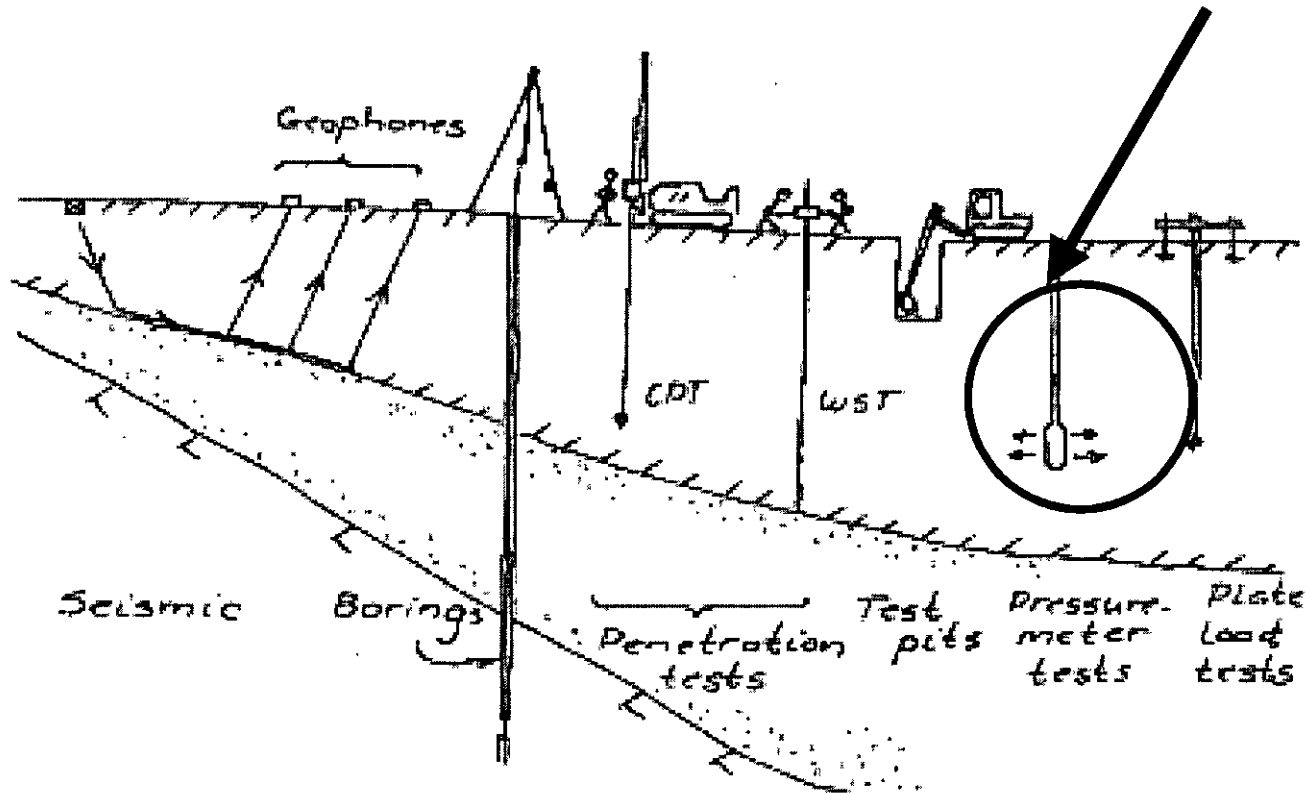
donde:

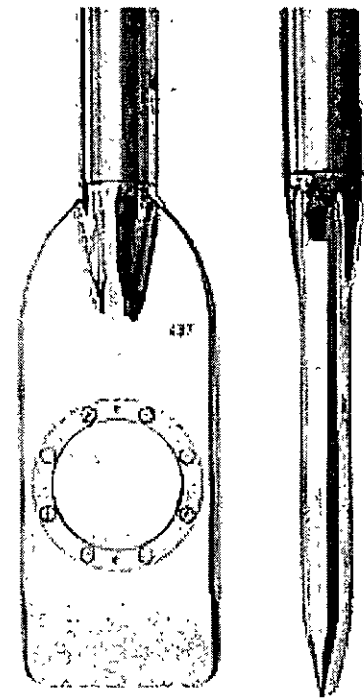
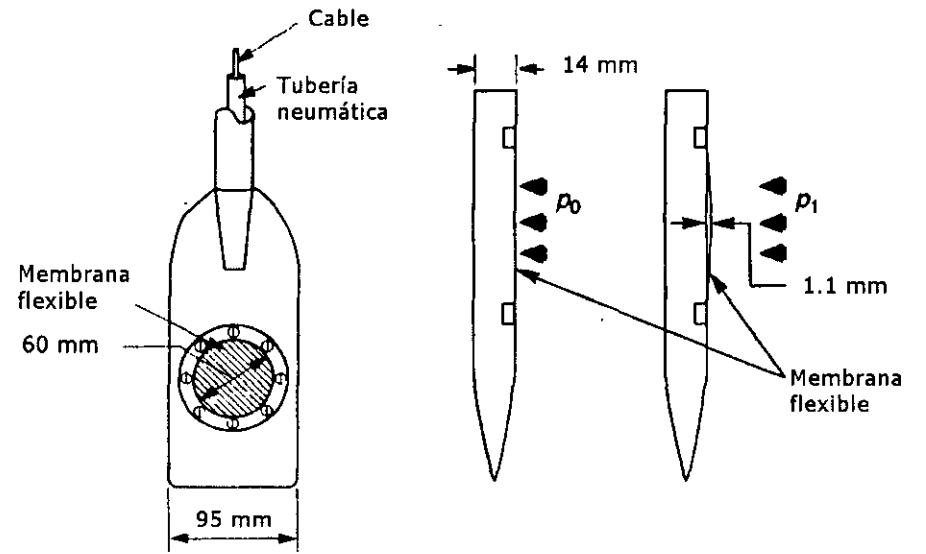
T = máximo torque aplicado

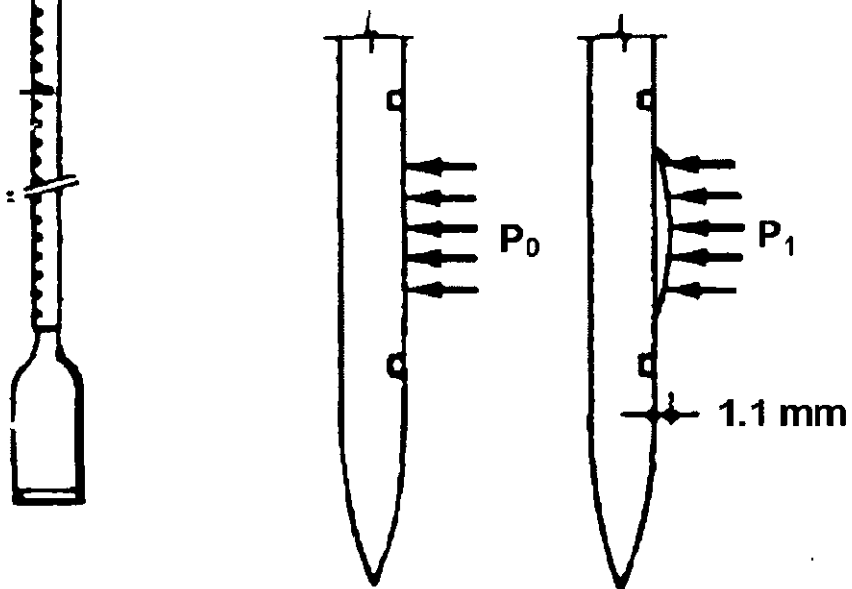
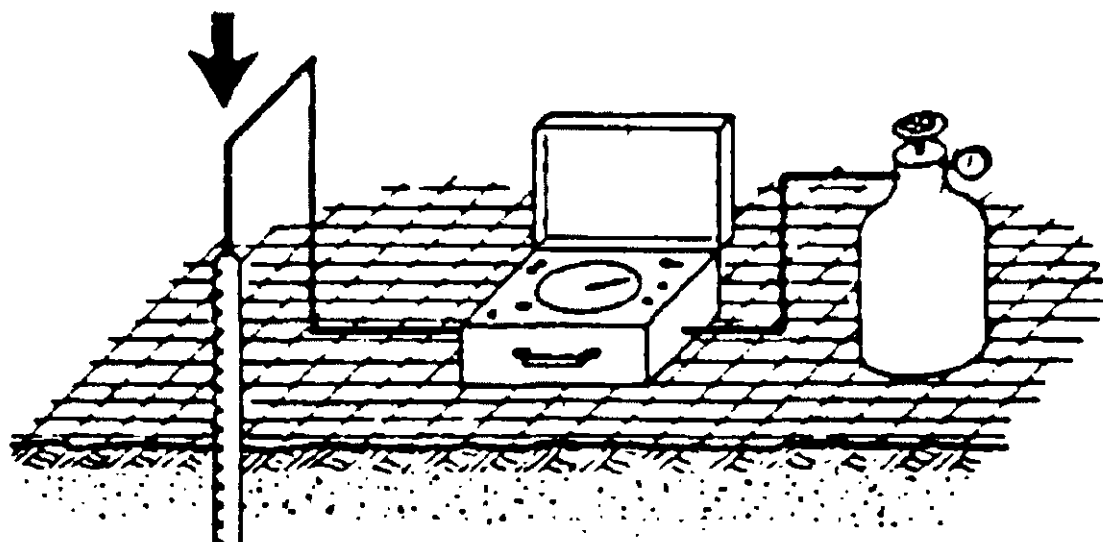
a = factor que depende de la distribución de esfuerzos cortantes supuesta en los extremos del cilindro envolvente al rotar las navajas (igual a 2/3 par distribución uniforme)

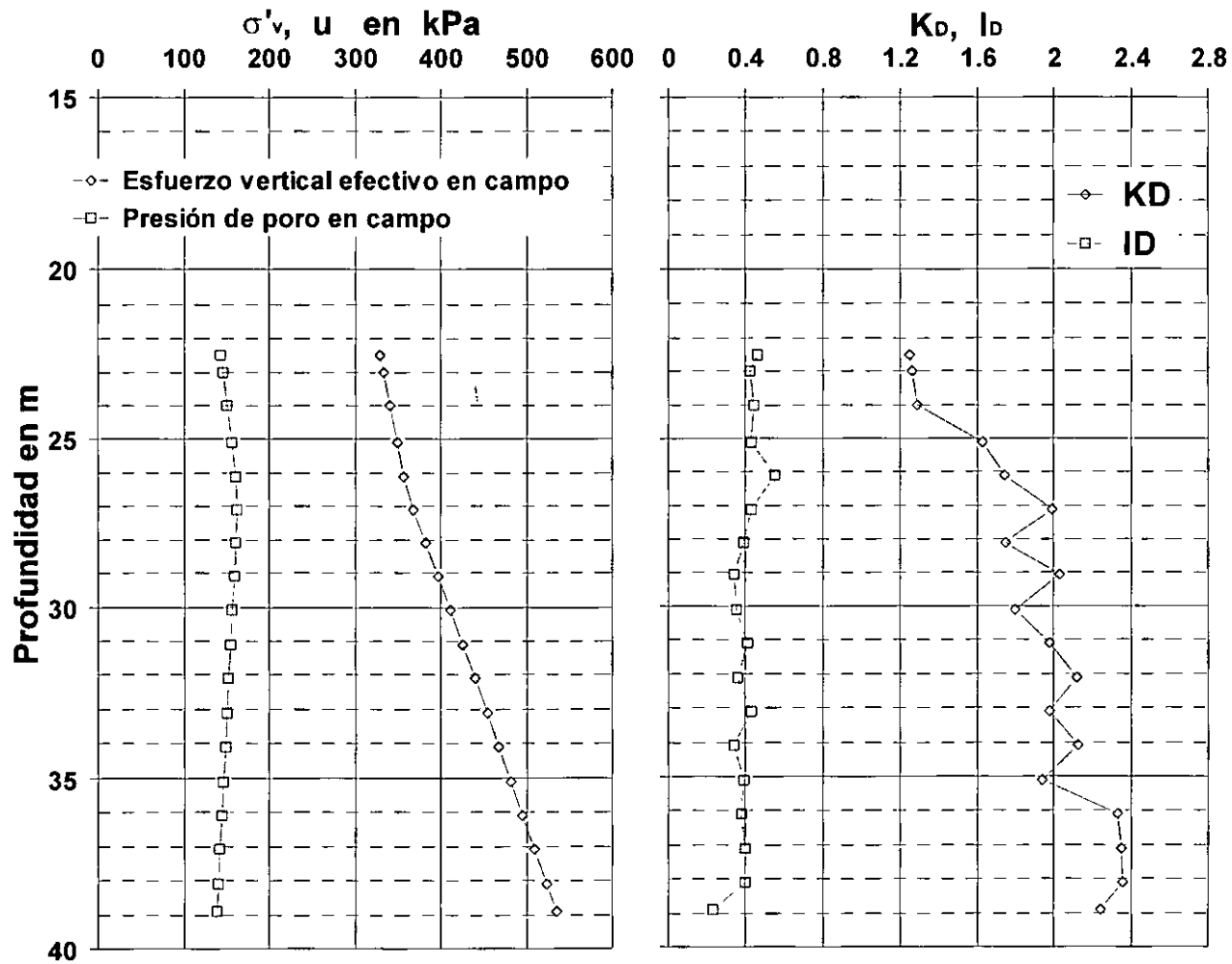


Otros penetrómetros (penetrómetro de Marchetti)



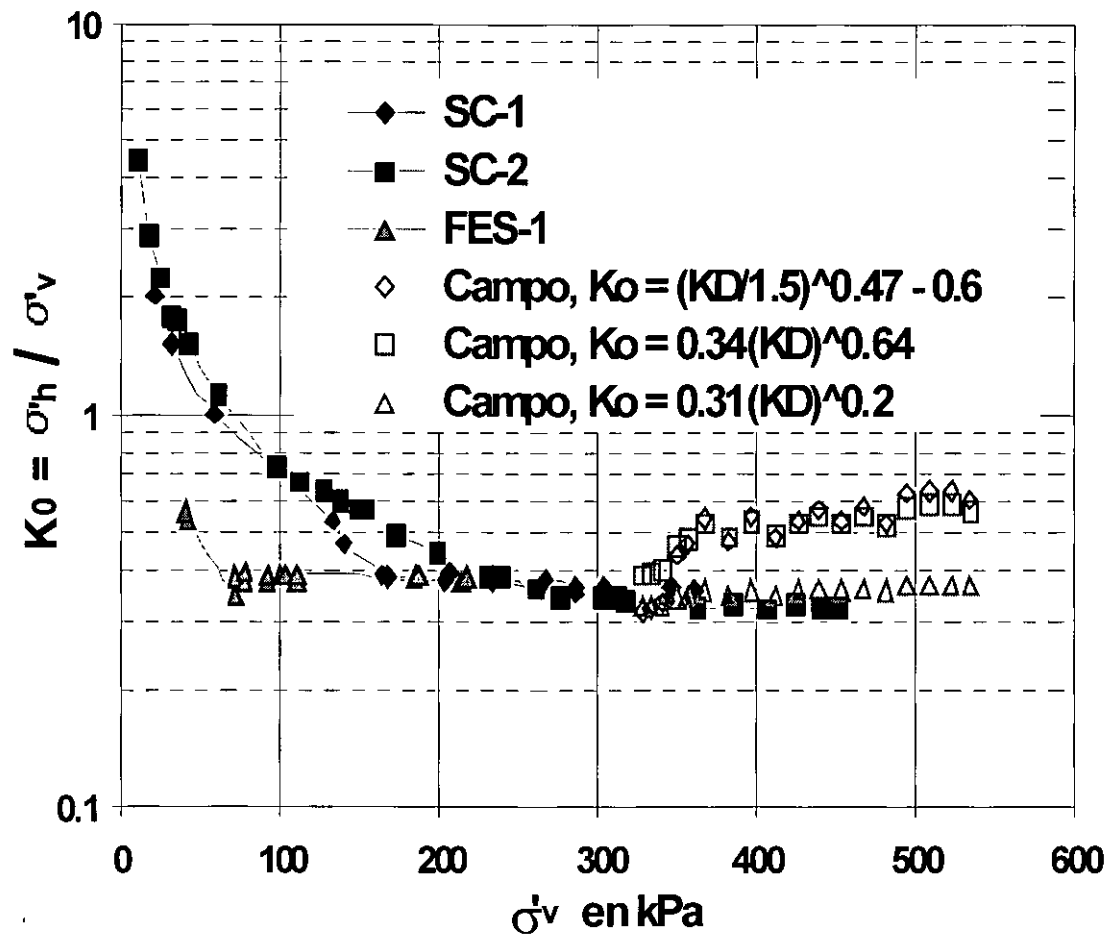






$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_v}$$

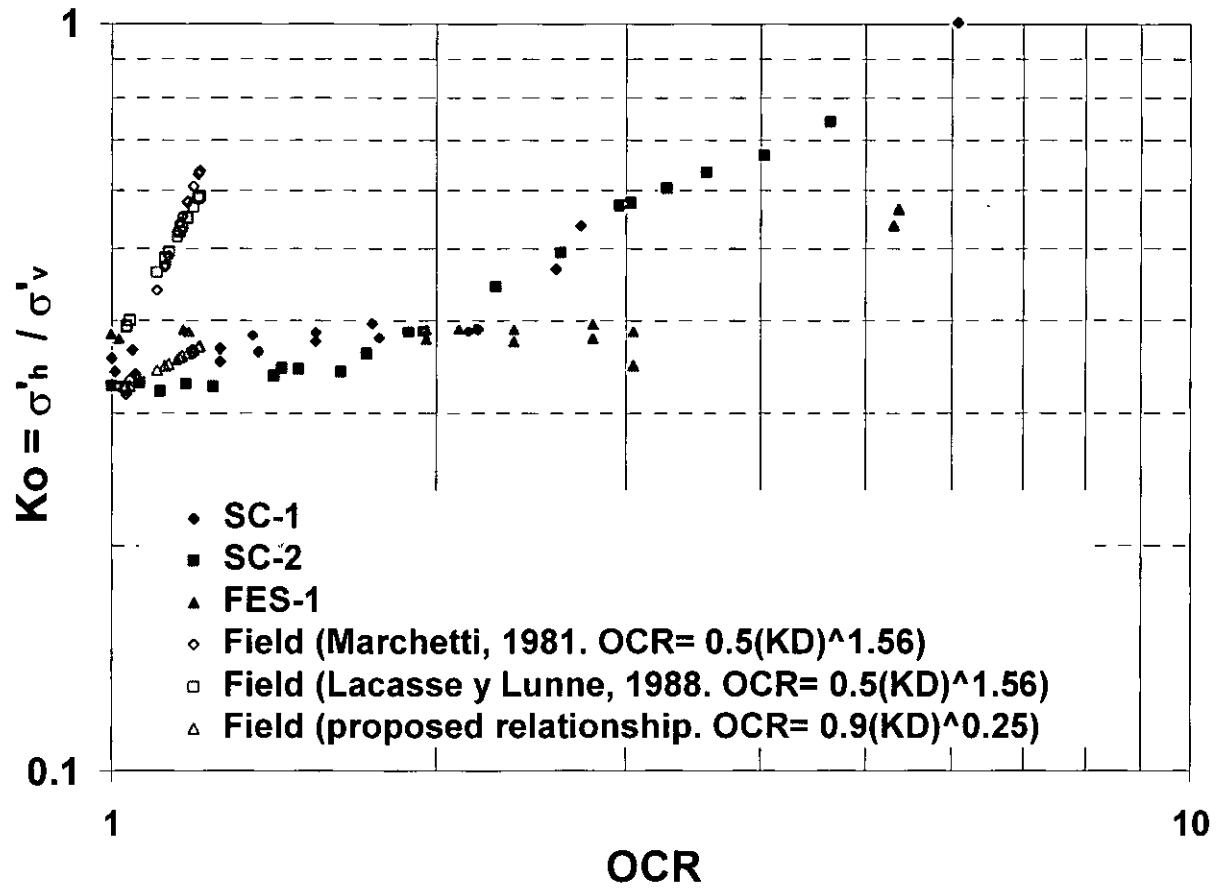
$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0}$$



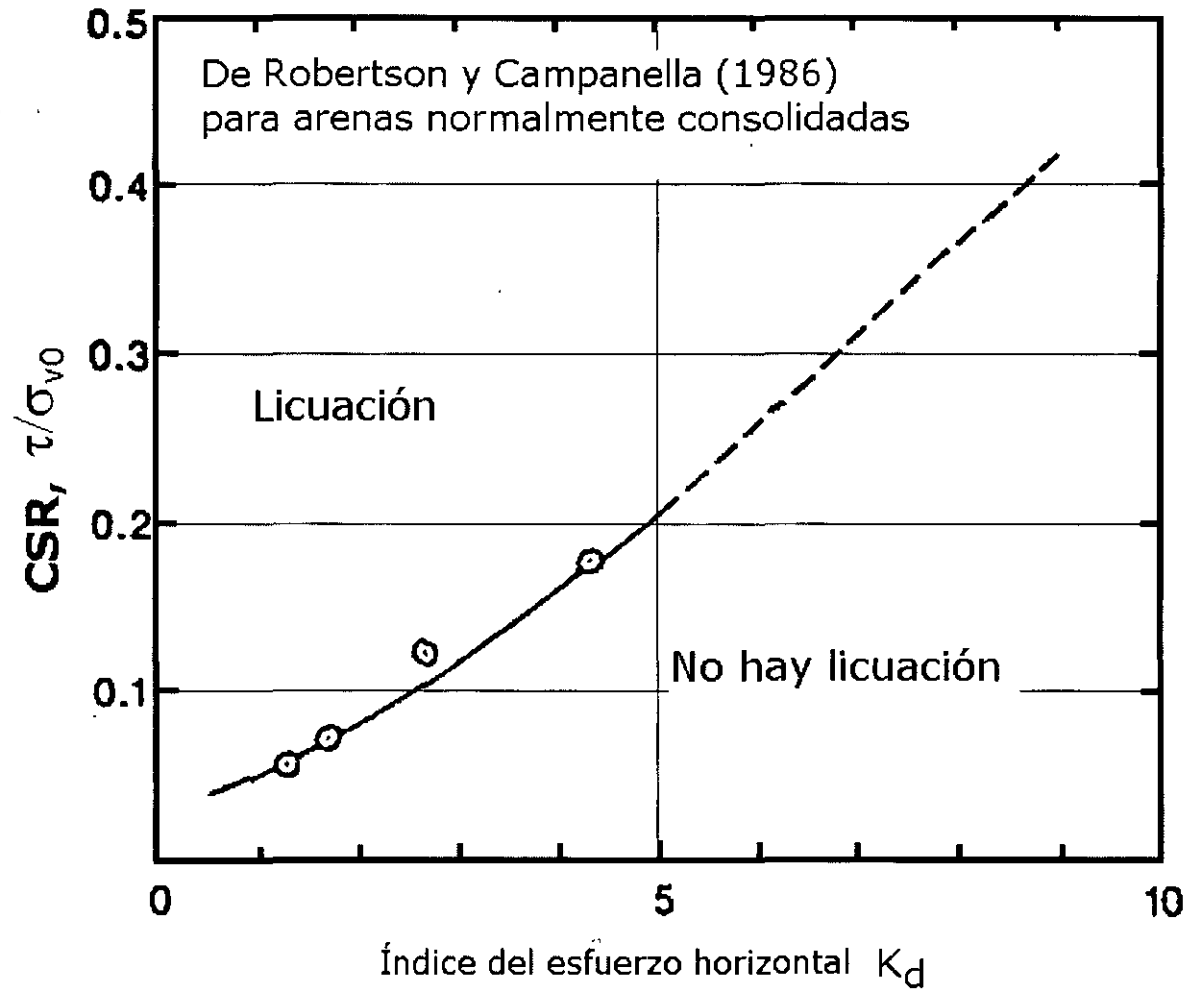
$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1.5} \right)^{0.47} - 0.6$$

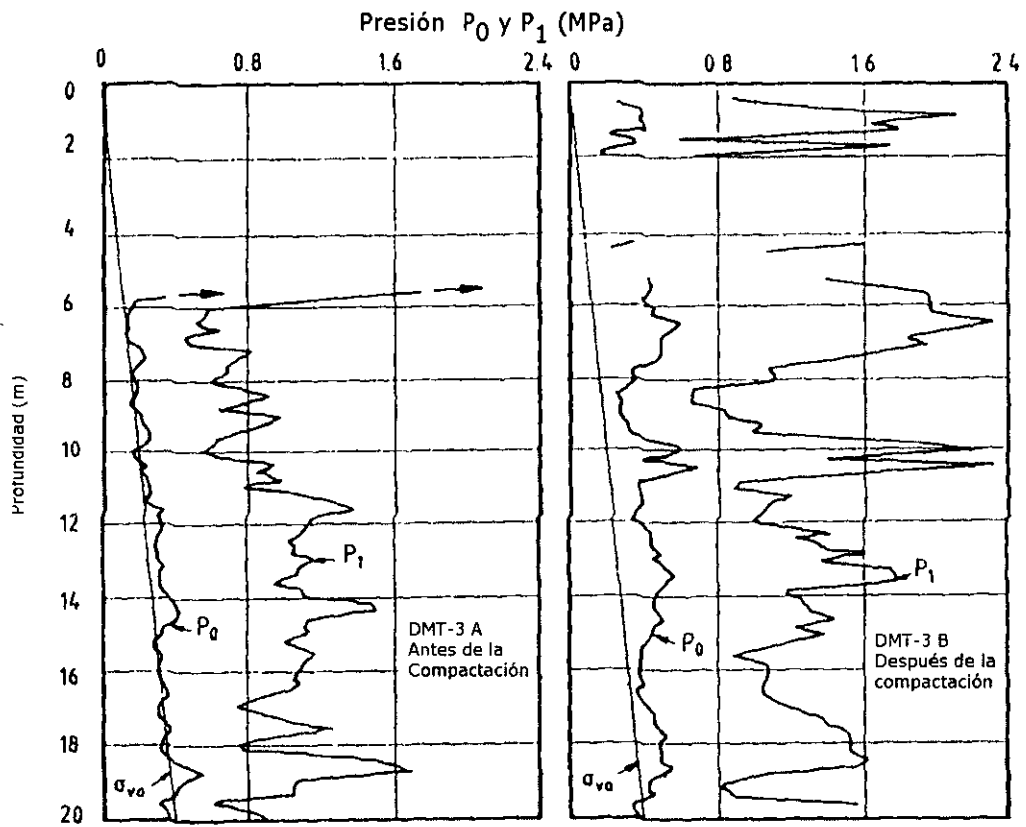
$$K_0 = 0.34 K_D^{0.64}$$

$$K_0 = 0.31 K_D^{0.2}$$

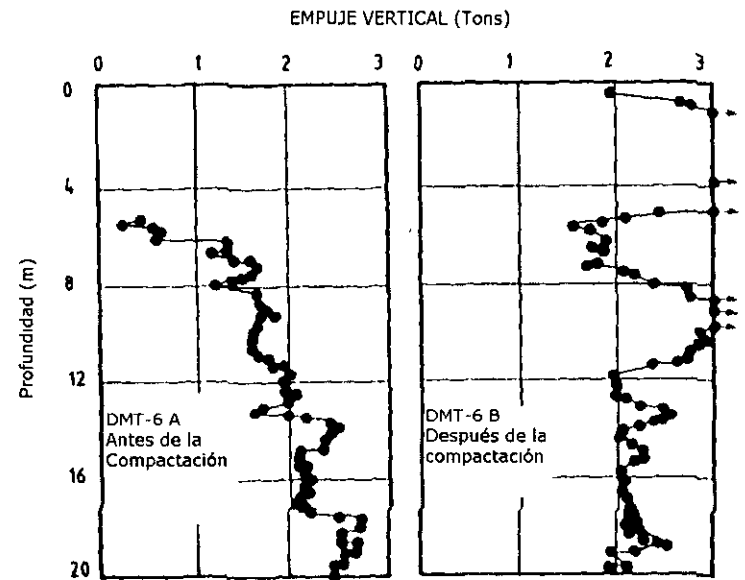


$$OCR = nK_D^m$$



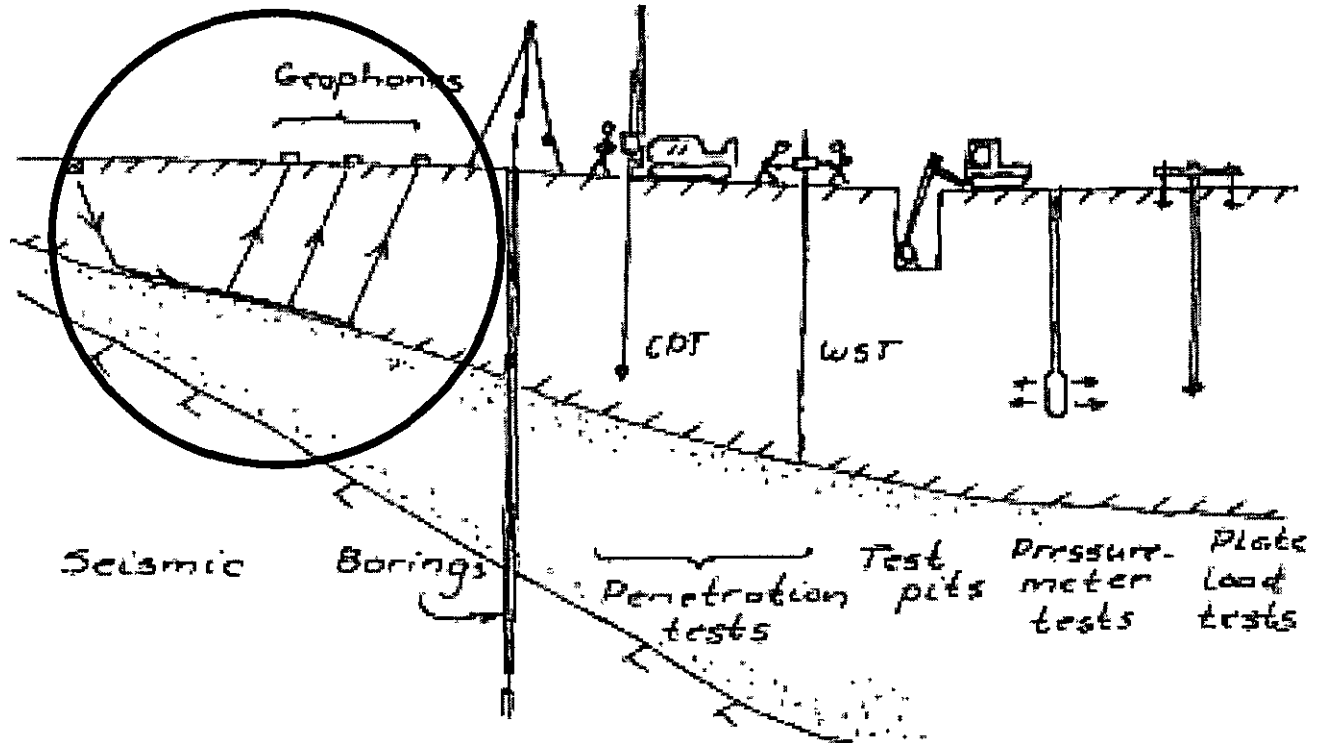


(a) Presiones de contacto P_0 y expansión P_1



(b) Empuje vertical

Métodos geosísmicos



Broms

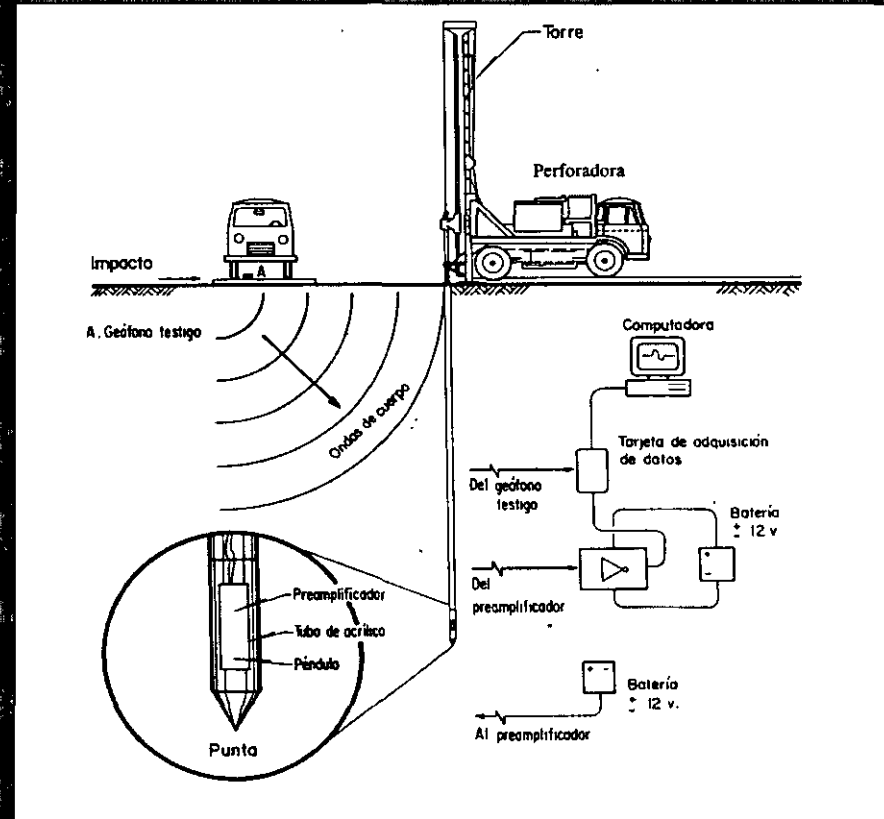
Ensayes de cono sísmico

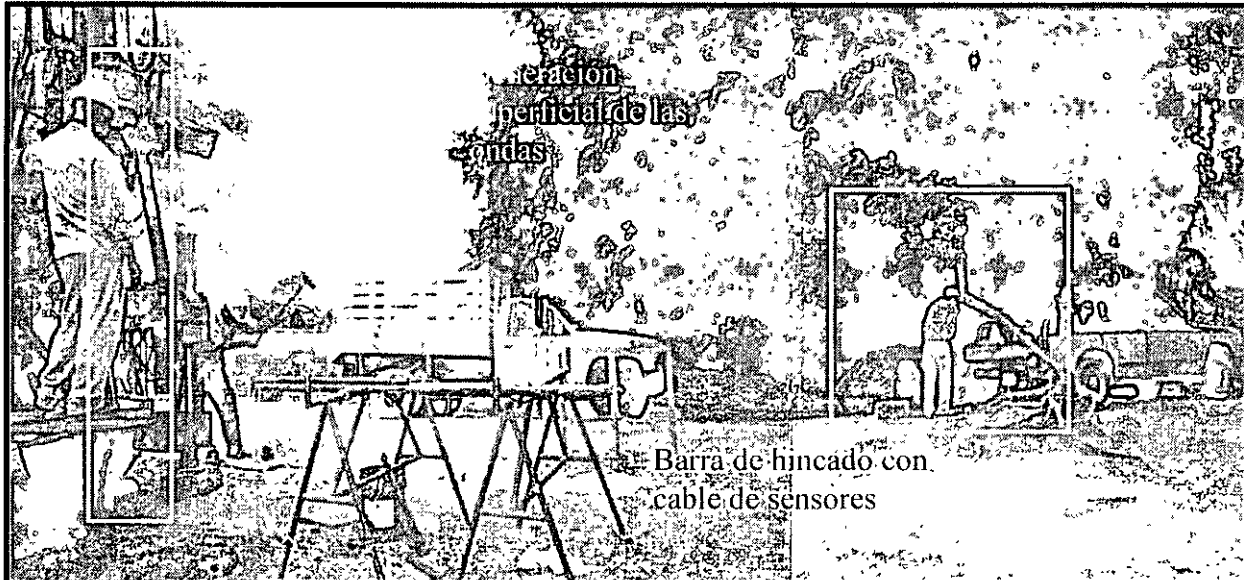
Objetivo:

Obtener perfiles detallados de las velocidades de propagación de ondas de cortante cerca de las viviendas cuya respuesta se analizará en detalle.

Principio de operación:

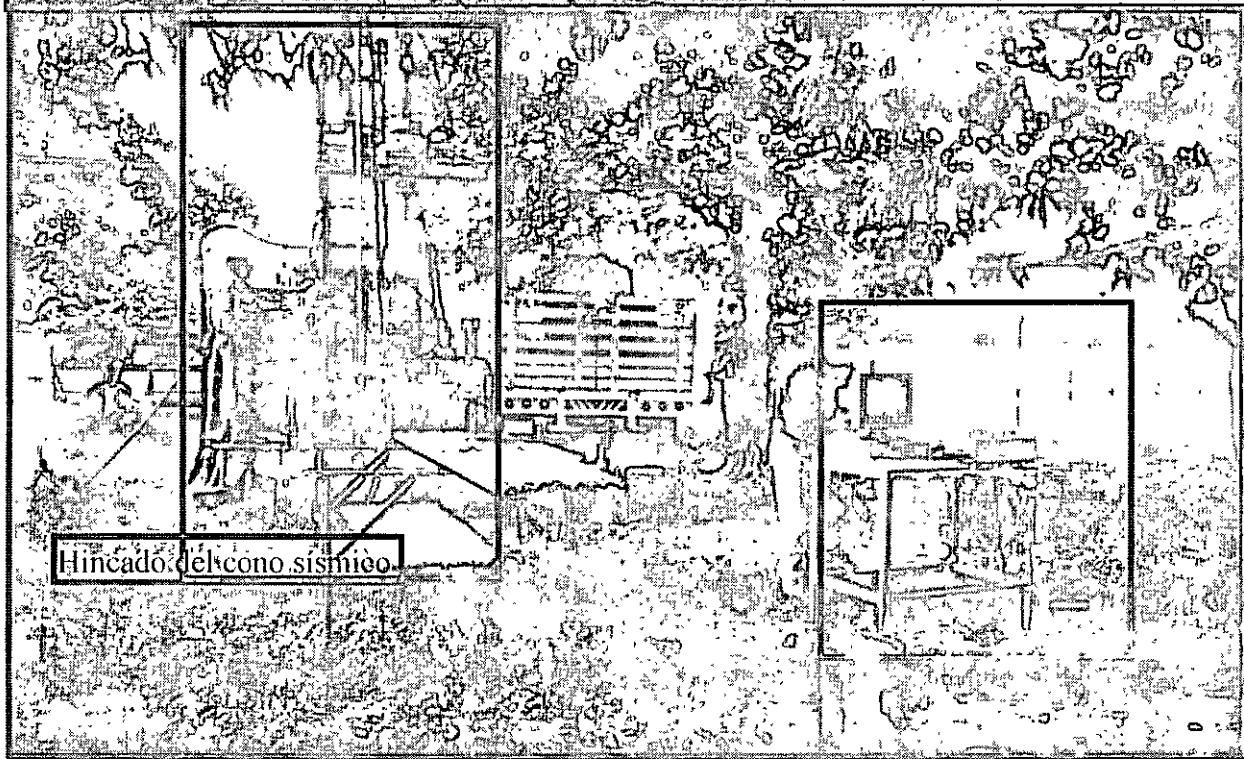
El cono sísmico funciona como un dispositivo para realizar ensayos tipo pozo a bajo (down-hole).



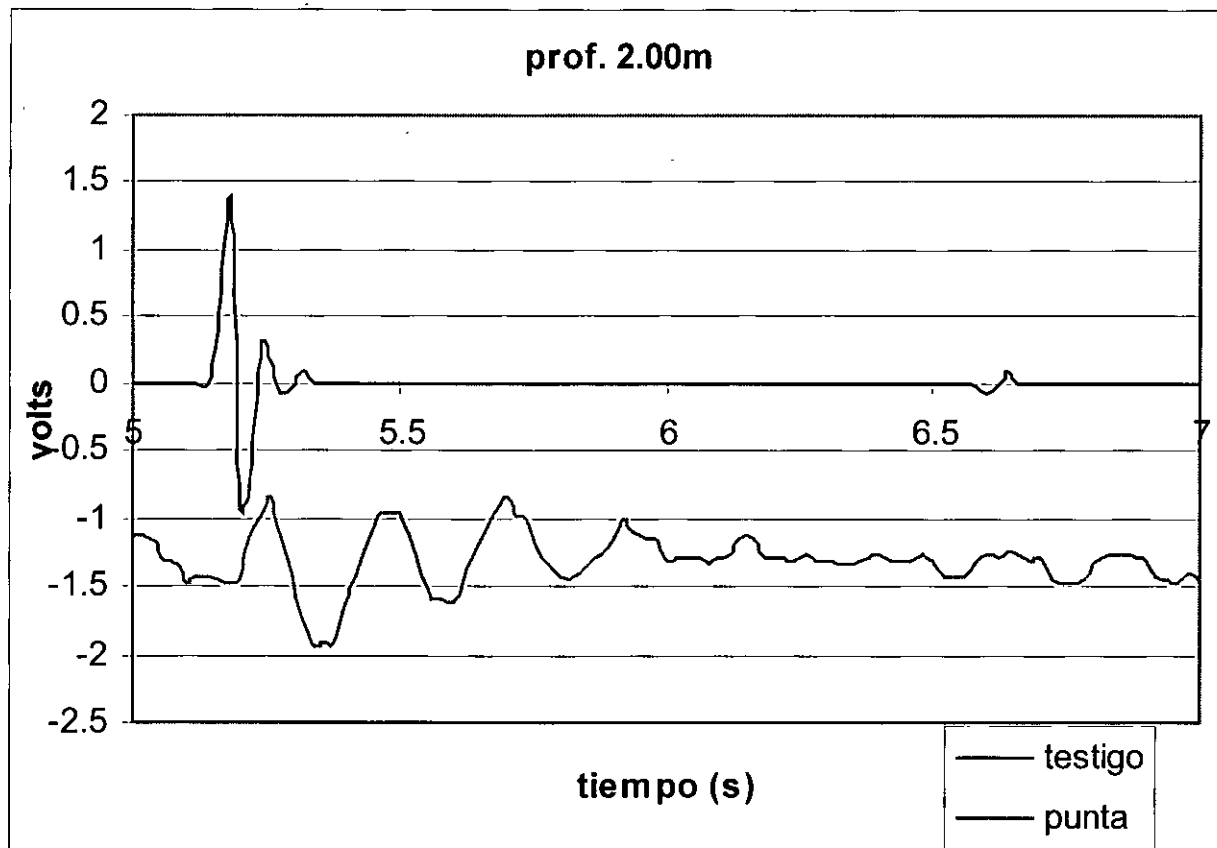


Estación
periférica de las
ondas

Barra de hincado con
cable de sensores



Hincado del cono sísmico



SC1-DAA (Demo) Contains Patented Analysis Software

File Seismic Analysis View Help

SCPT Data Acquisition

A/D Parameters

Data Gain (dB): 24
 0 84

Sampling Rate (kHz): 30
 3 50

Hardware Filter (kHz): 10

Sampling Time (msec):

Sensor Sensitivity (mv/g):

Source Parameters

X offset (m):

Y offset (m):

Depth (m):

Store Data As:
 ASCII Binary

Data File Specification:
 Site Name:

Polarization:
 Right Left None

Data Directory:

Automatic Specification

Begin Acquisition

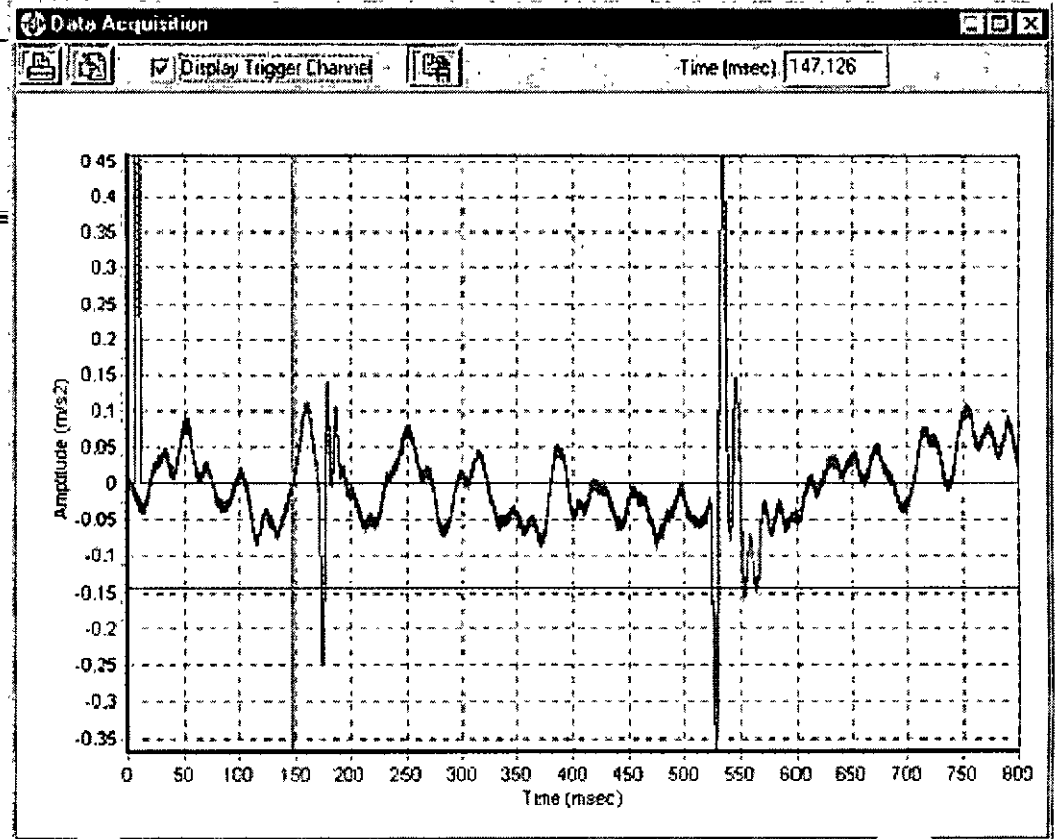
Data Stack

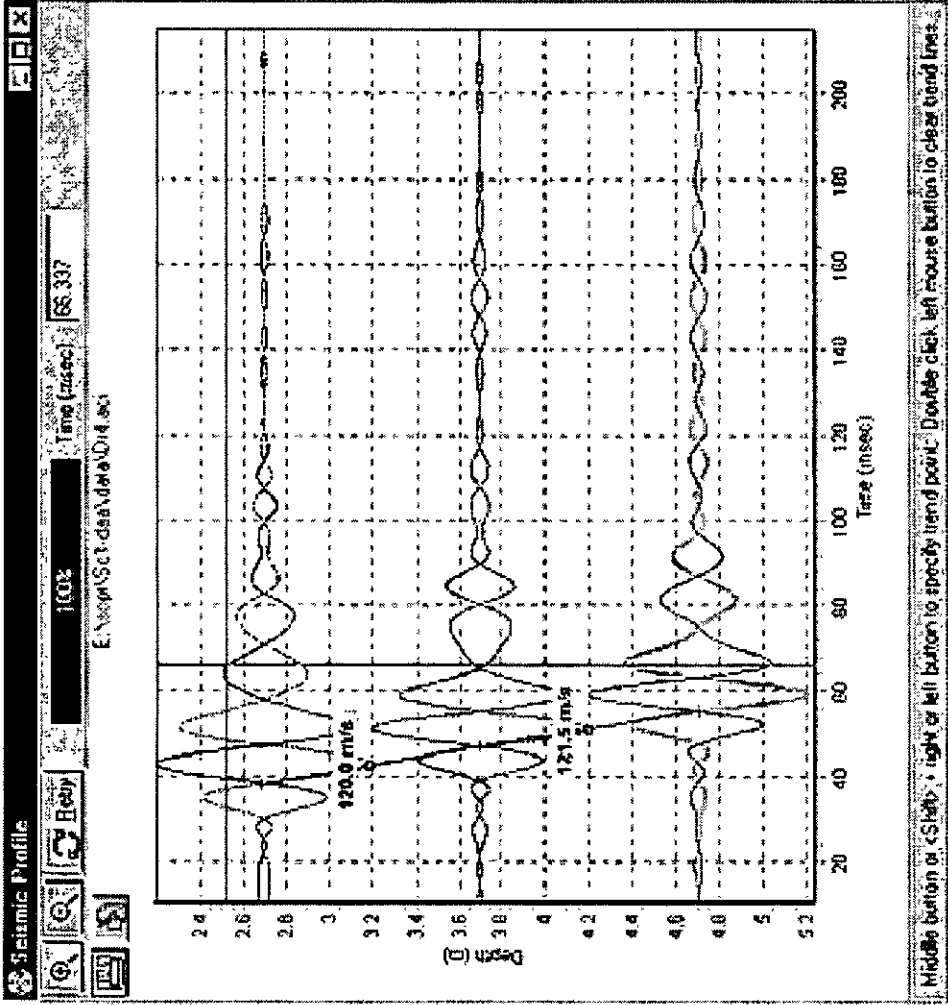
Stop Acquisition

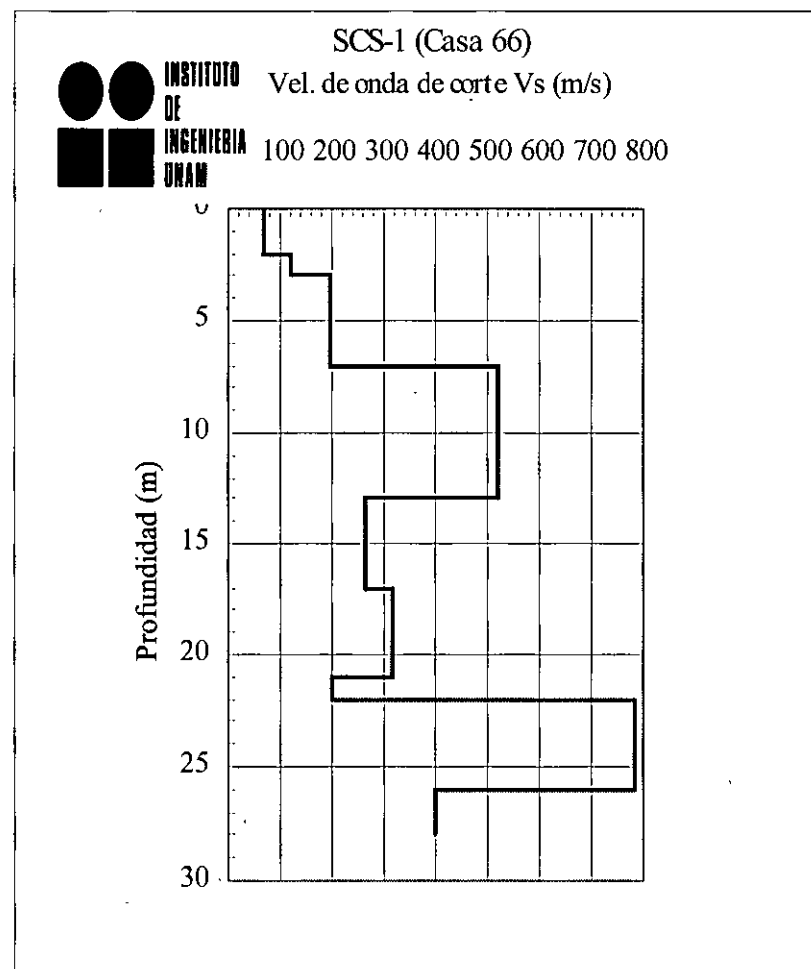
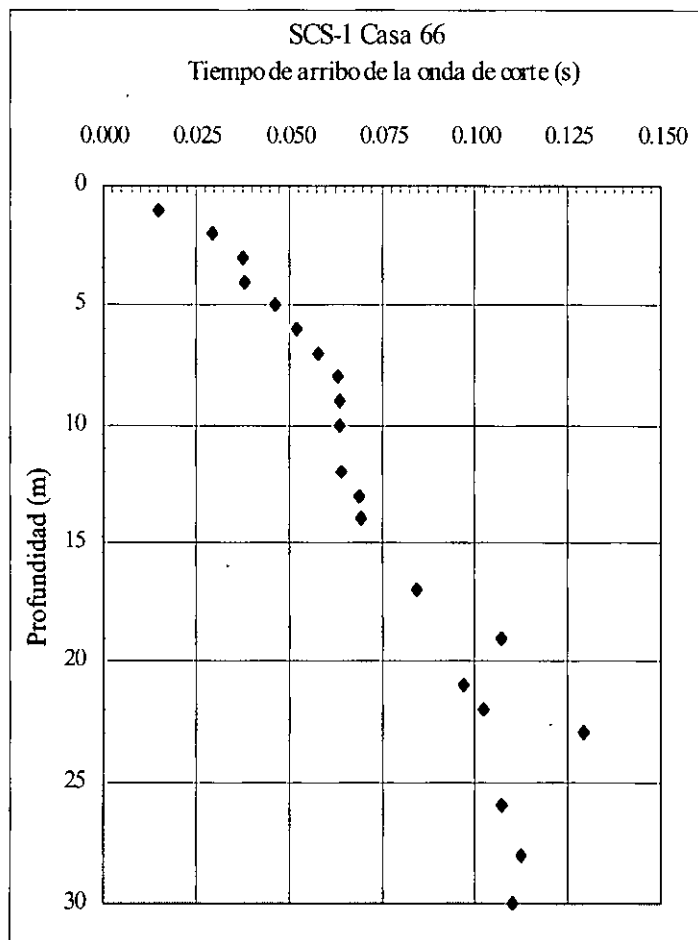
Triggering Parameters

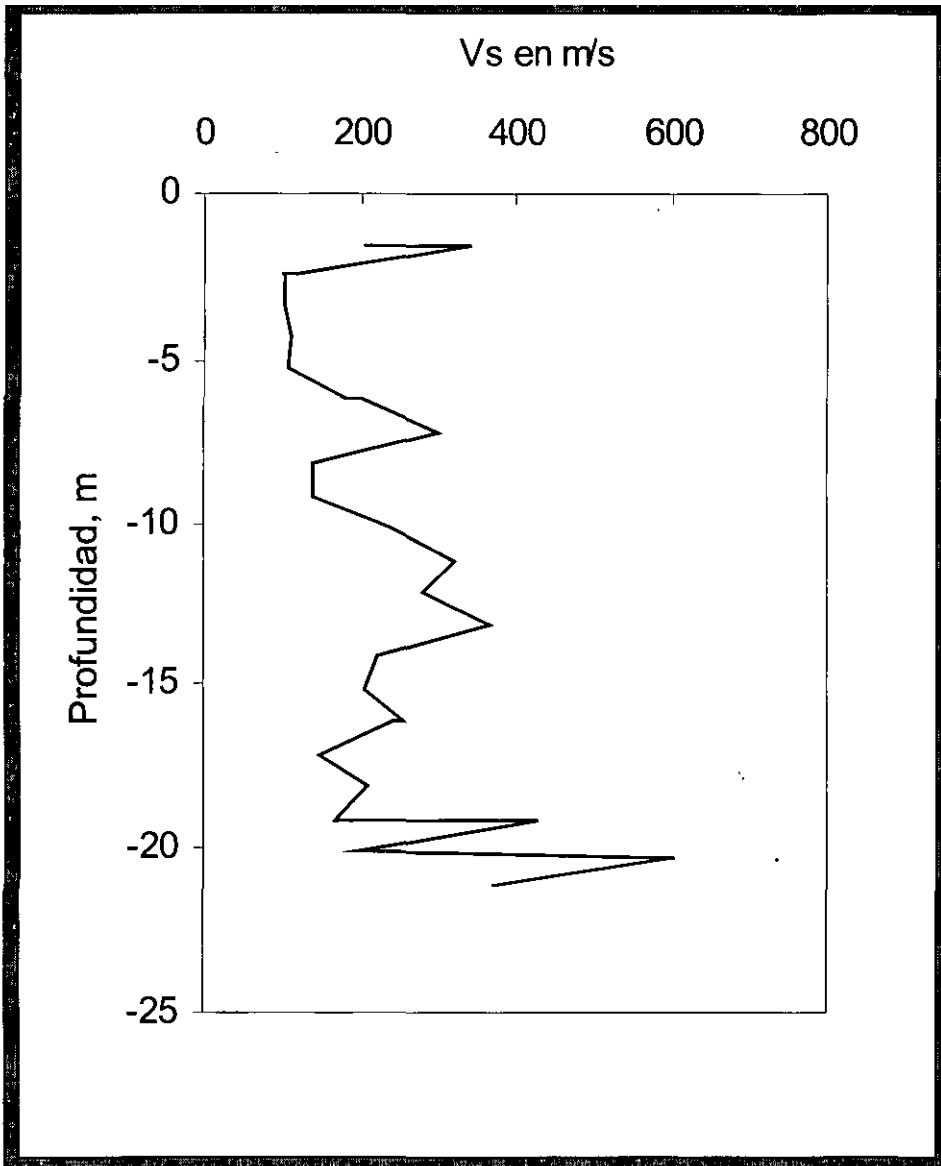
Trigger Type:
 0-1000mV 0-5V Contact

Min Trigger Level: 50% Full Scale





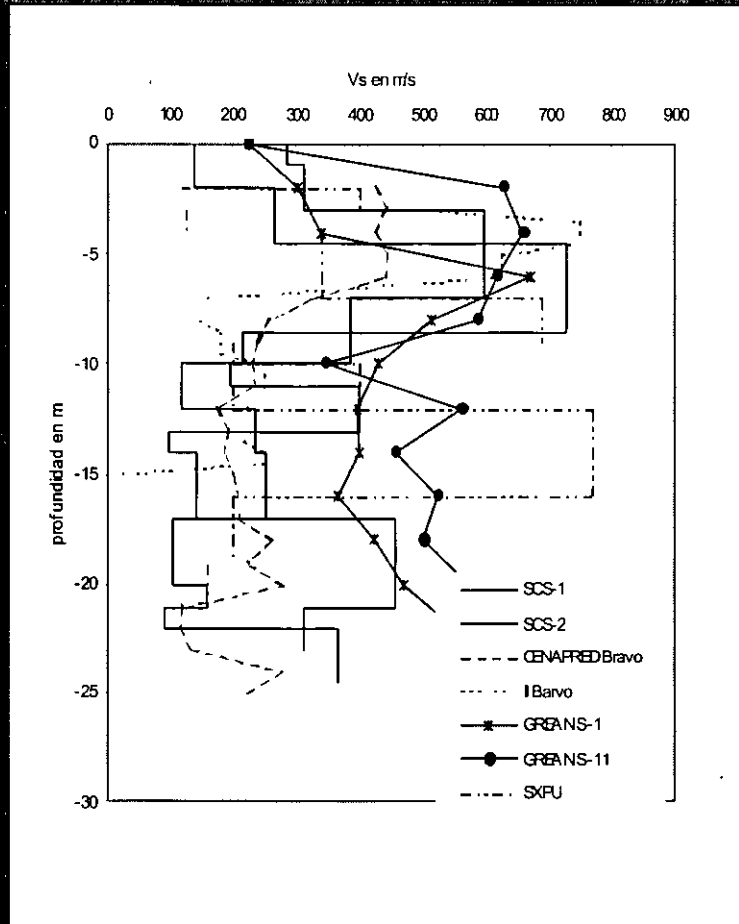




$$G = \rho V_s^2$$

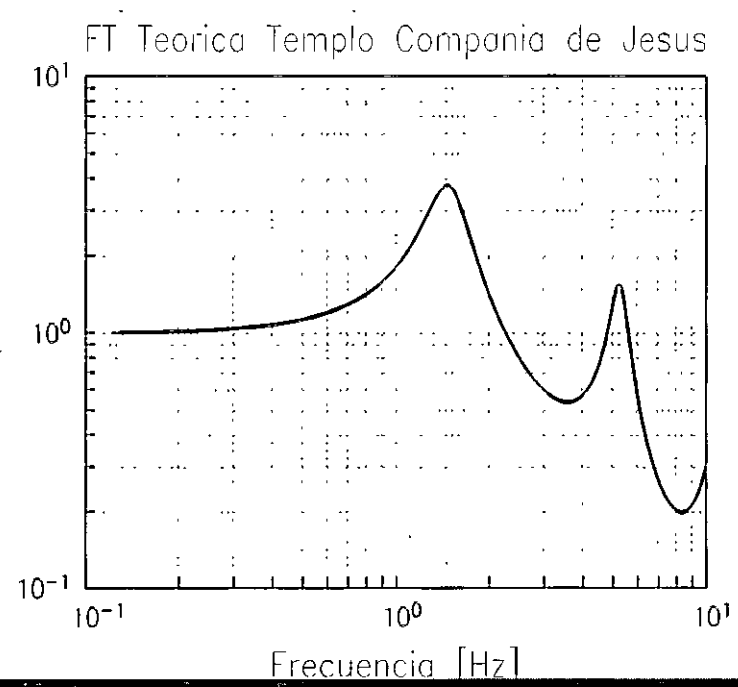
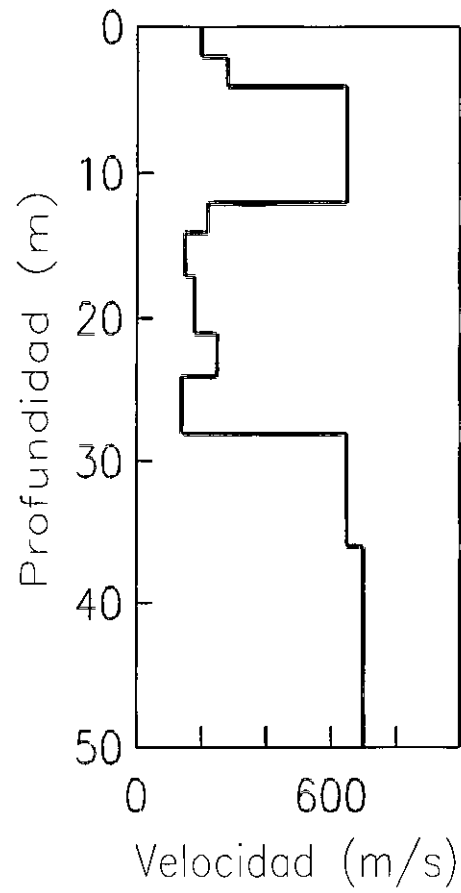
G es el módulo de rigidez al corte
pes la densidad de masa

Perfil de velocidades de propagación en el sitio SRPU



Sondeos dinámicos en el Templo de la Compañía y su entorno

MODELO ESTRATIGRAFICO



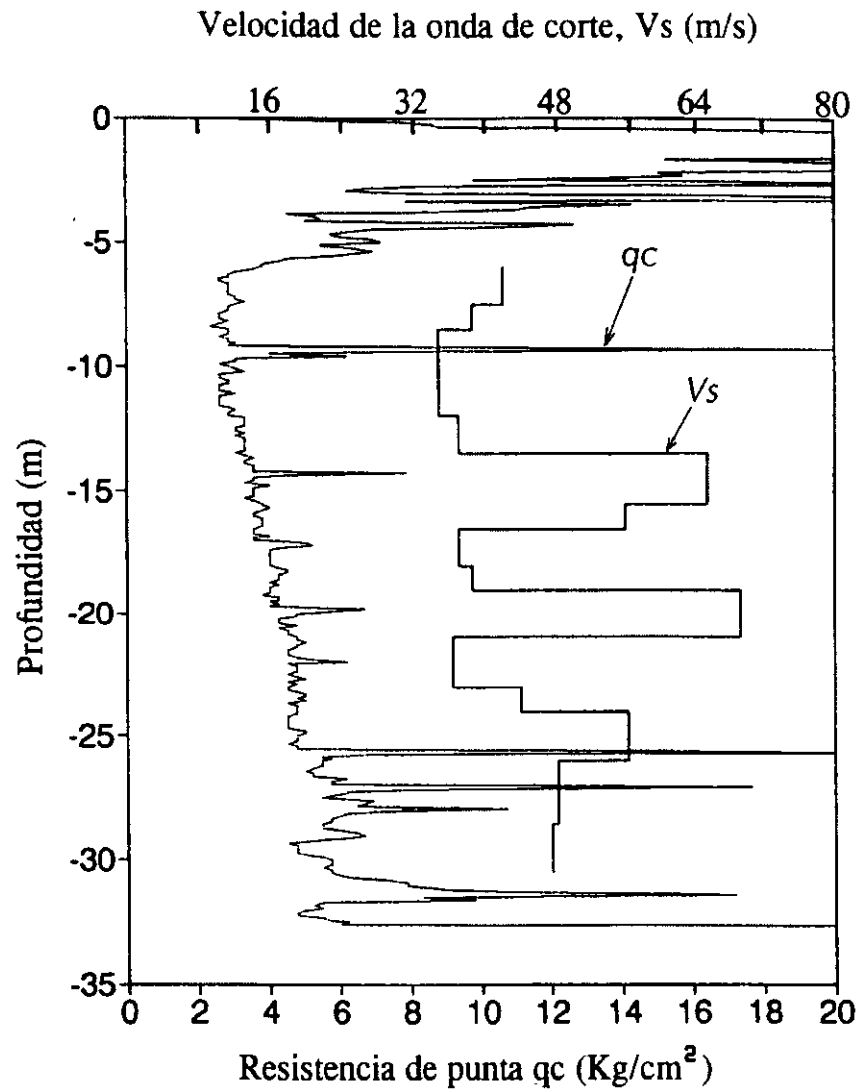


Fig 2. Perfil de V_s y q_c en un sitio de la Av. 510, Aragón. Septiembre de 1995

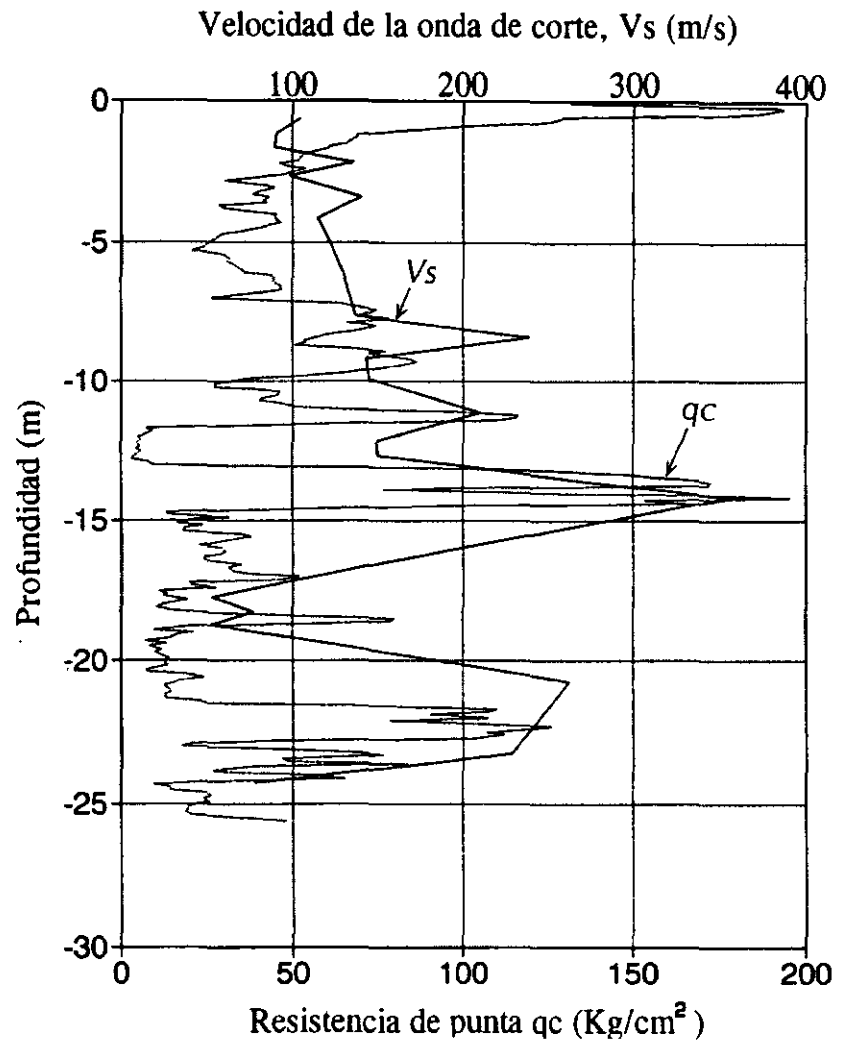
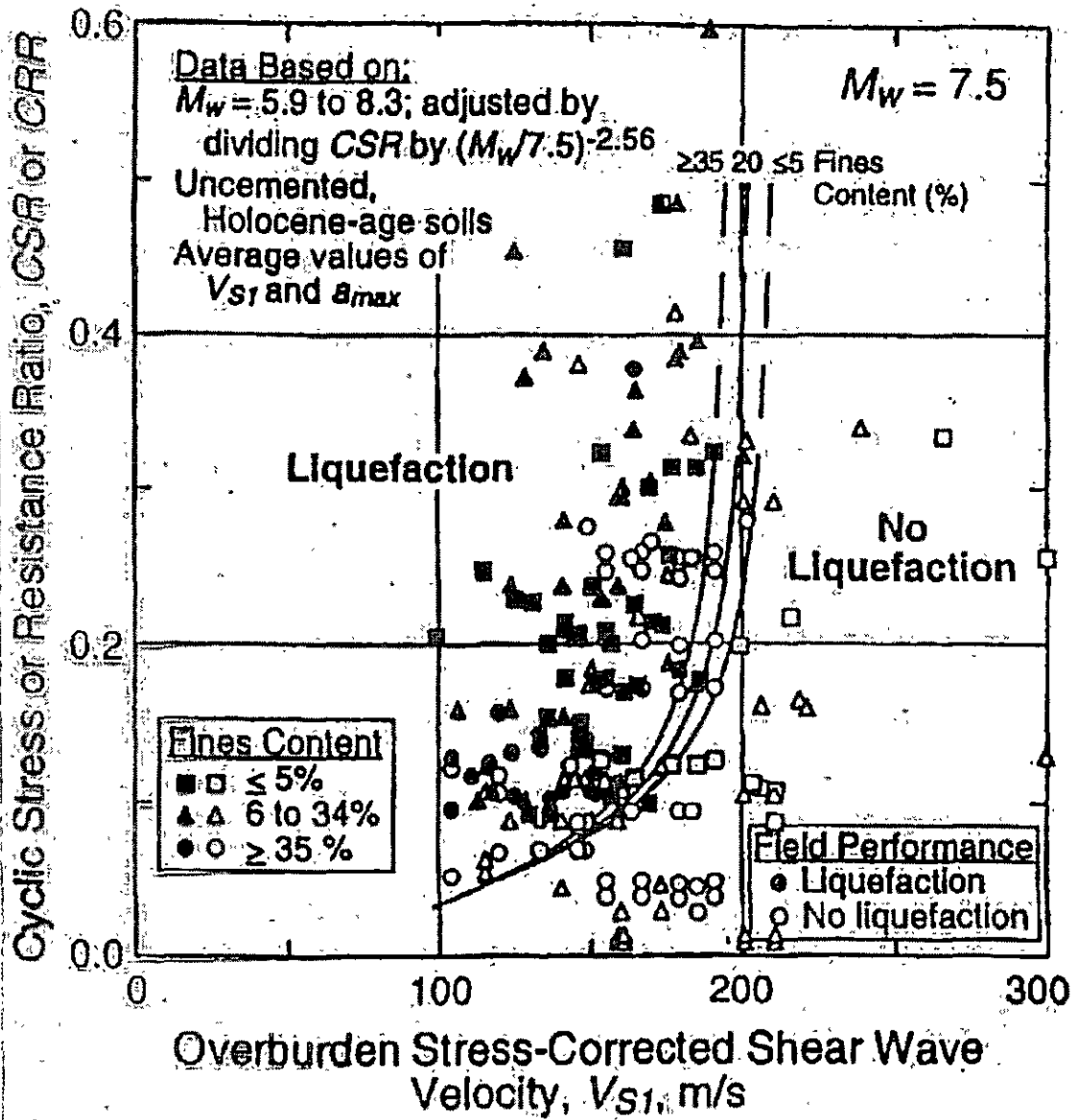


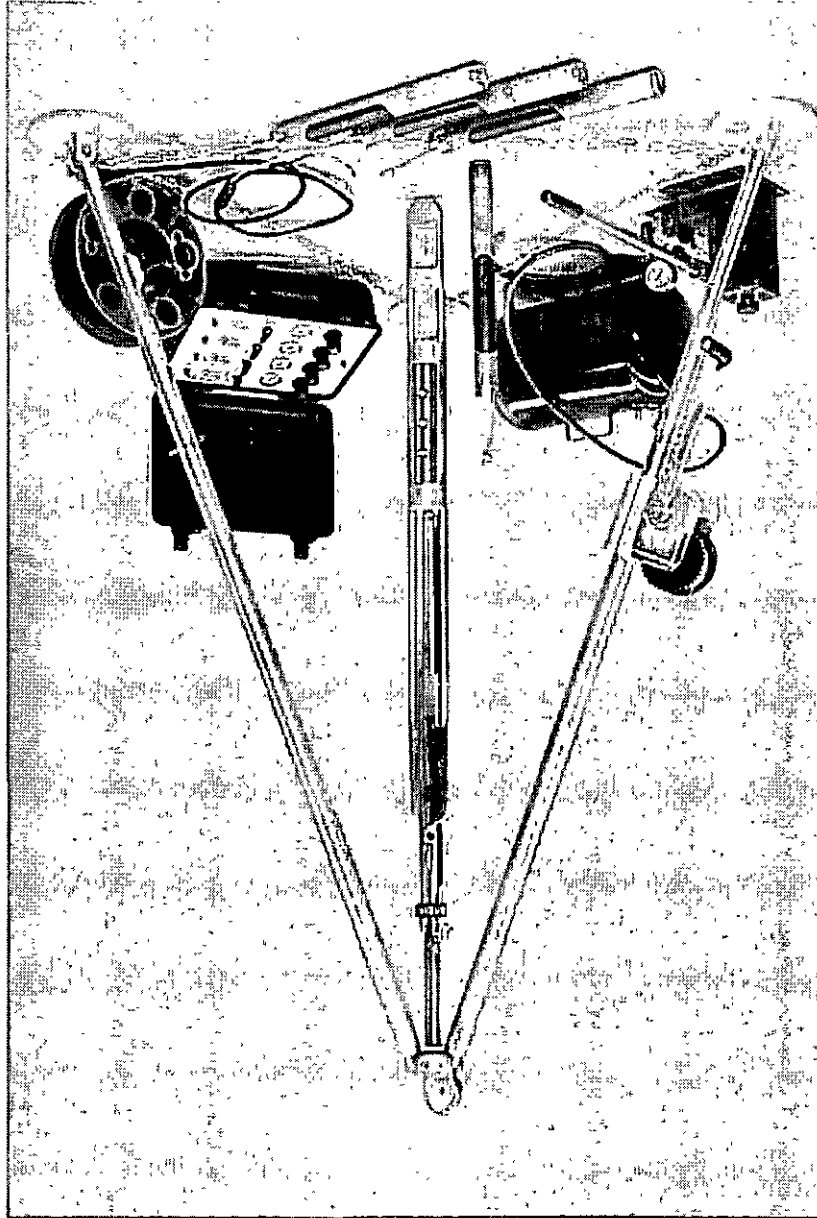
Fig 3. Perfil de V_s y q_c en el SCS2 de la TEC, Manzanillo Colima. Noviembre de 1995

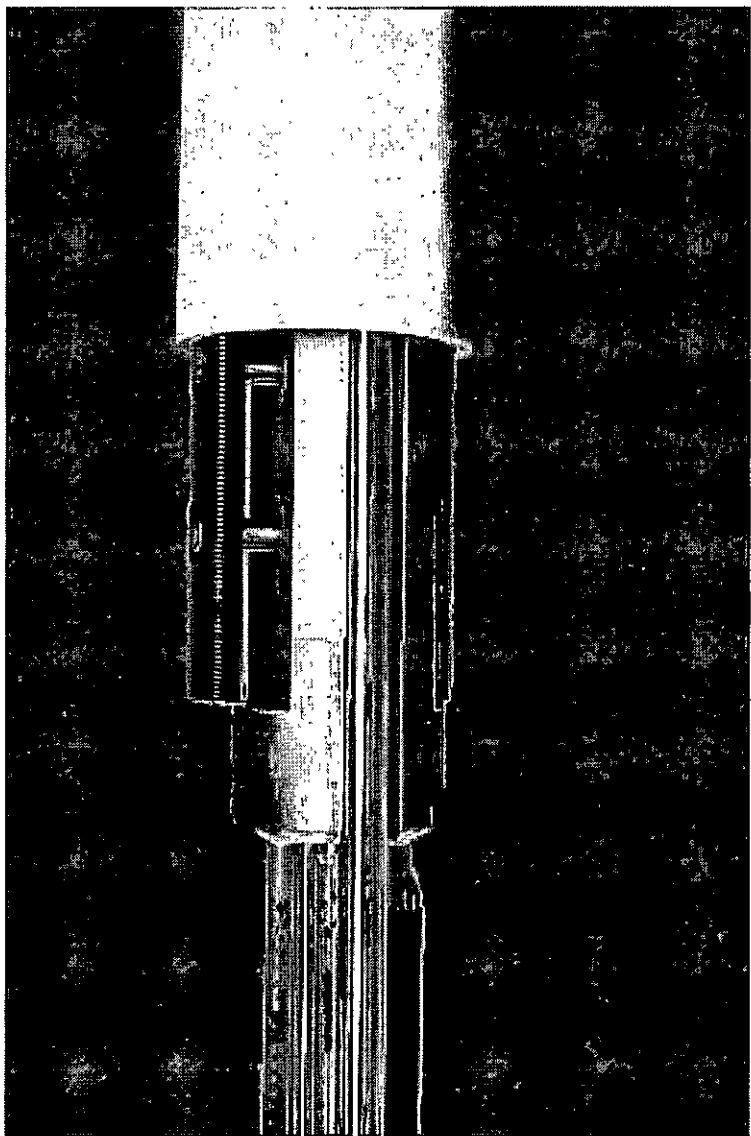
$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c + N_\sigma \Delta u(t)}{\gamma_{nat} N_{kh}}} = \eta \sqrt{\left(\frac{\gamma_i}{1 - \delta(t)/h_i} \right) N_{kh}}$$

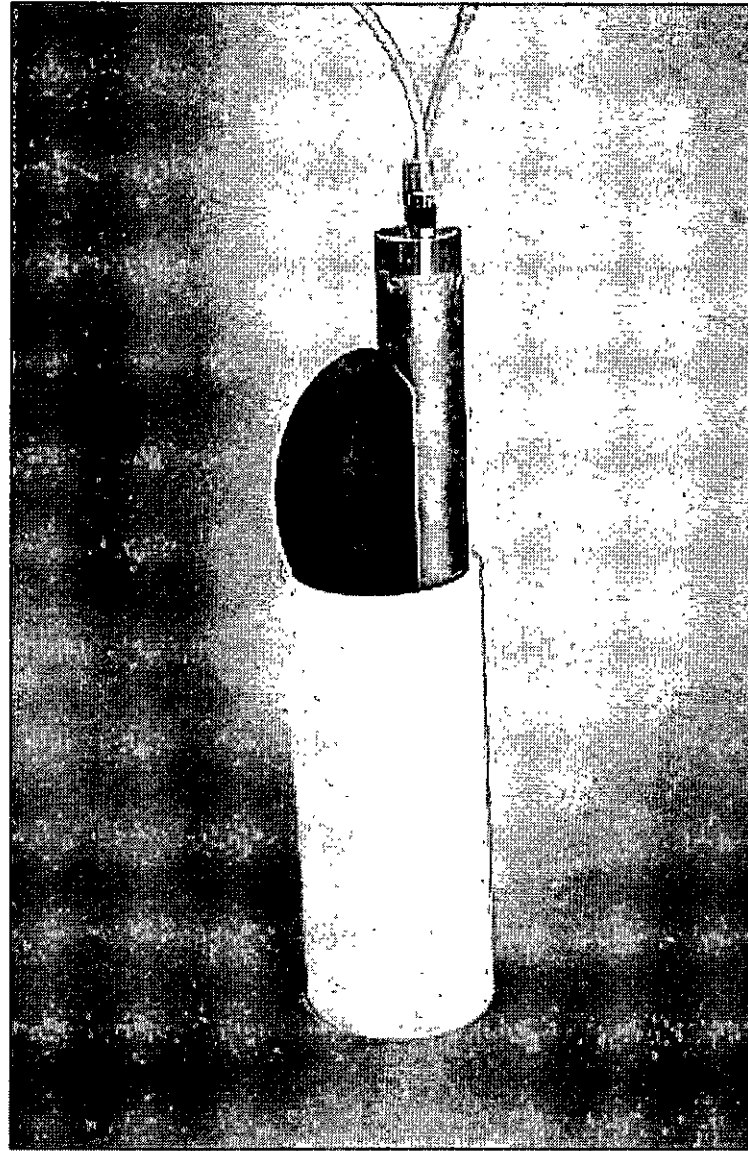
$$G_{max}(t) = \frac{\eta^2}{g} \left(\frac{q_{ci} + N_\sigma \Delta u_i(t)}{N_{kh}} \right)$$

$$G_{max}(t) = \frac{\eta^2}{g} \left(\frac{q_{ci} + N_\sigma \Delta u_i(t)}{N_{kh}} \right) (1 - H(\gamma))$$











FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO
DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MODULO II “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.”

CLAVE CA-026

TEMA

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE
DEL 11 AL 24 DE MAYO

EXPOSITOR: ING. HUGO S. HAAZ MORA
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DE 2004

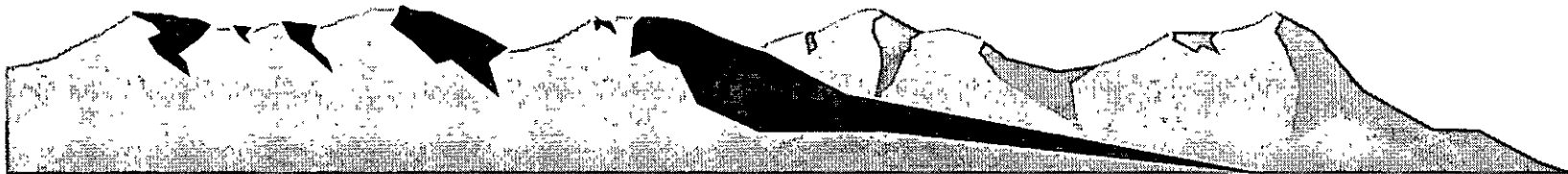
MECÁNICA DE SUELOS

TEMA 1

RESISTENCIA AL CORTE
EN SUELOS

POR

VICTOR MORALES MENDEZ



INDICE

- Resistencia cortante de una masa de suelo
- Criterios de falla de mohr-coulomb
- Inclinacion del plano de falla
- Ley de falla por cortante en suelo saturado
- Pruebas para determinar la resistencia cortante de una masa de suelo

-Pruebas de laboratorio

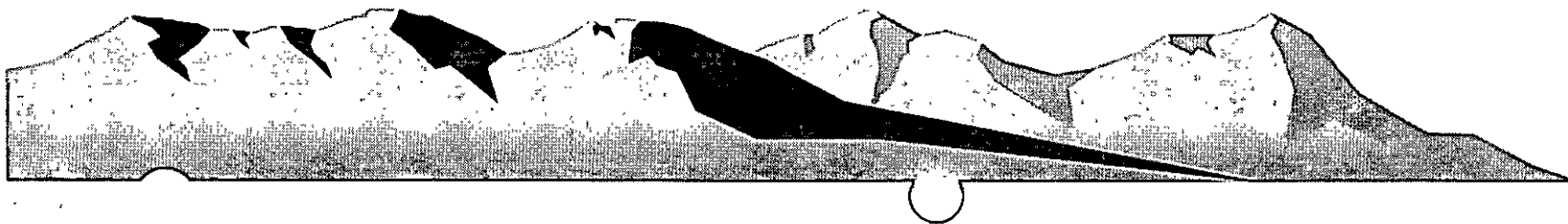
1. Prueba de corte directo

2. Prueba triaxial de corte

2.1. Tipos estandar de pruebas triaxiales

2.1.1. Prueba consolidada-drenada o prueba drenada

2.1.2. Prueba consolidada-no drenada



2.1.3. Prueba no consolidada-no drenada

3. Prueba de compresion simple sobre arcilla saturada

4. Sensitividad y tixotropia de la arcilla

5. Prueba de corte con veleta

- Pruebas de campo

1. Prueba de corte con veleta

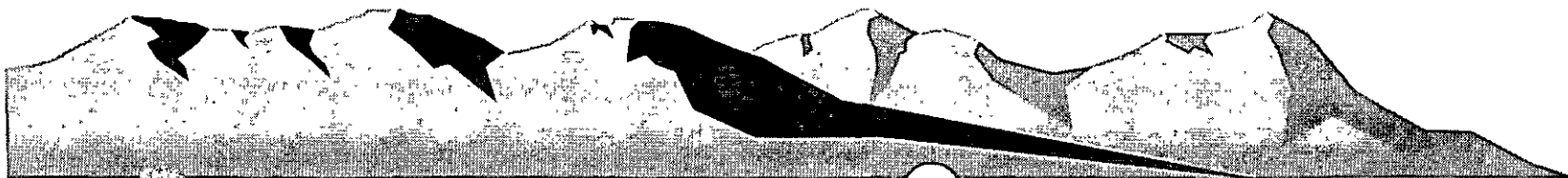
2. Prueba de penetración de cono

3. Prueba del presurimetro



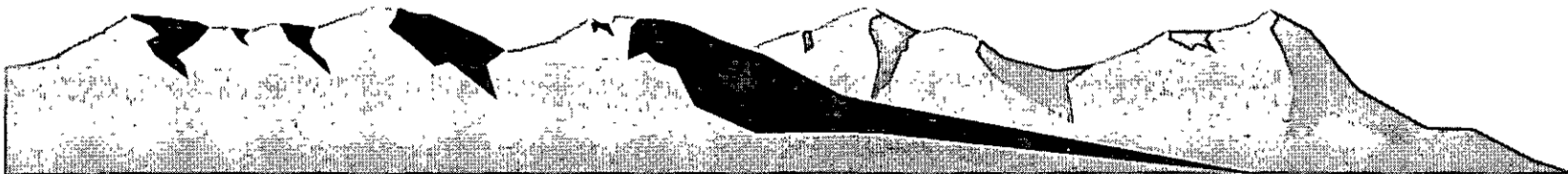
RESISTENCIA CORTANTE DE UNA MASA DE SUELO

Es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él



CRITERIOS DE FALLA DE MOHR-COULOMB

- Mohr presento una teoría sobre ruptura de los materiales (1900)
- Un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante.



La envolvente de falla es definida por

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

τ_f esfuerzo cortante sobre el plano de falla

σ esfuerzo normal sobre el plano de falla

c cohesión

ϕ ángulo de fricción interna

Para arena, limo y arcillas normalmente consolidadas $c = 0$

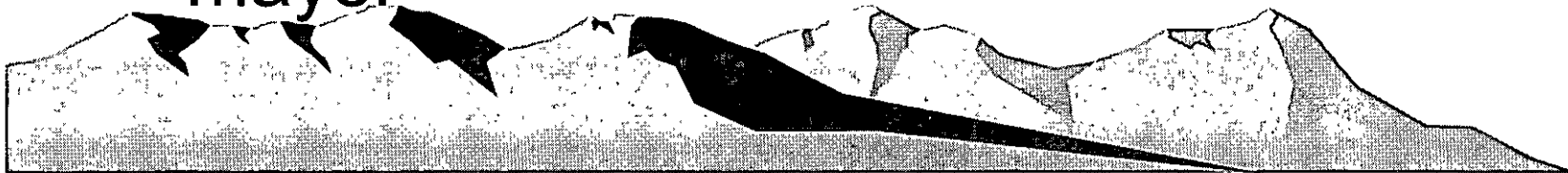


INCLINACION DEL PLANO DE FALLA

σ_1 esfuerzo principal mayor

σ_3 esfuerzo principal menor

El plano de falla forma un ángulo θ con el plano principal mayor



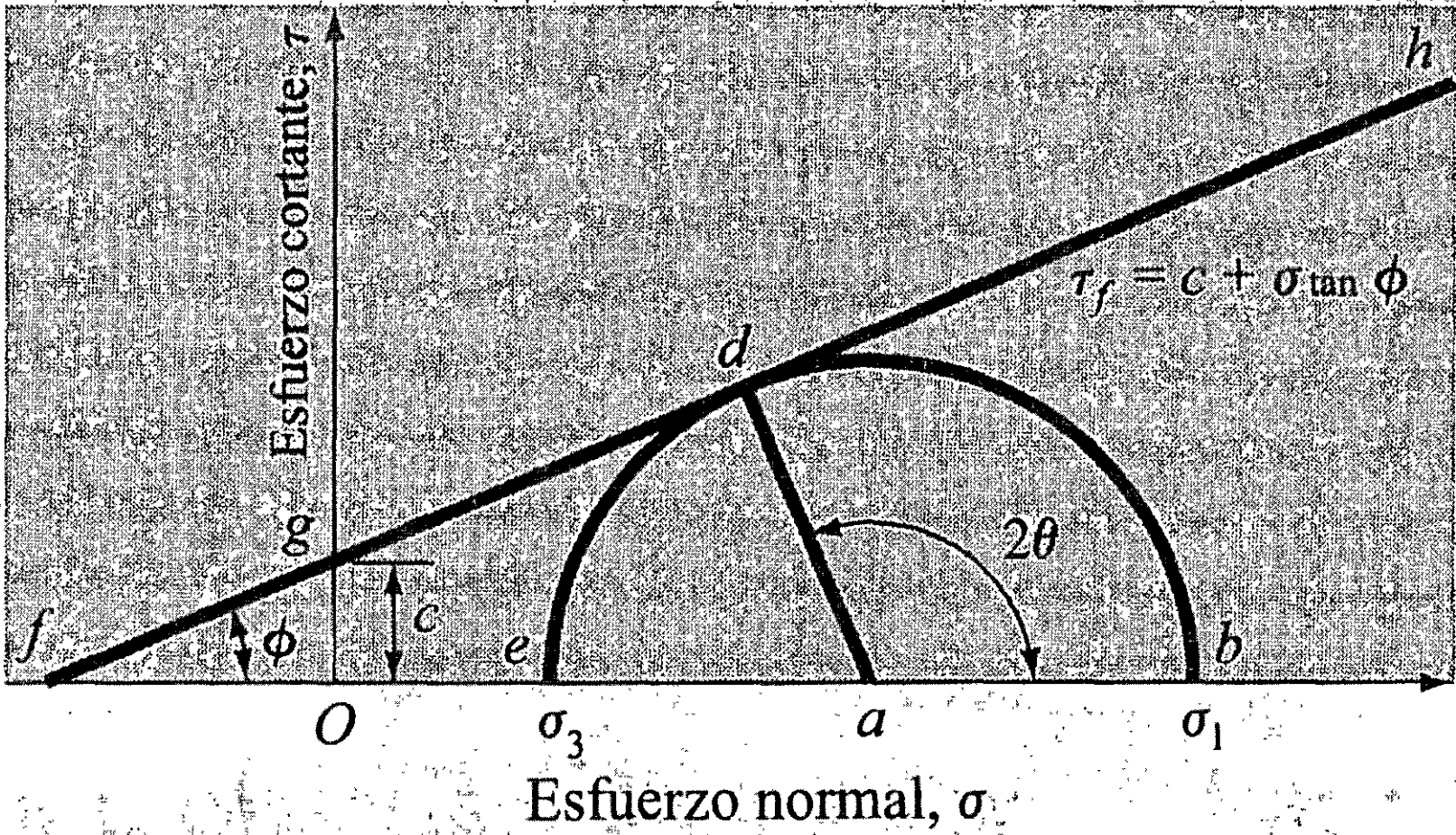
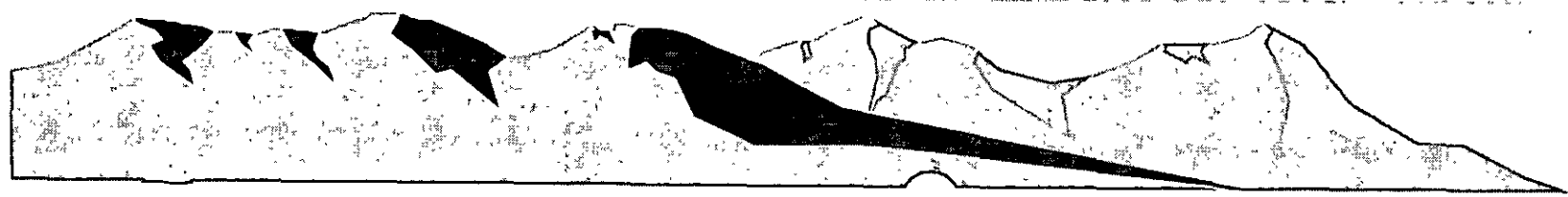


FIGURA 7.3 Círculo de Mohr y envolvente de falla.



Criterio de falla de Mohr-Coulomb expresada en términos de los esfuerzos de falla.

LEY DE FALLA POR CORTANTE EN SUELO SATURADO

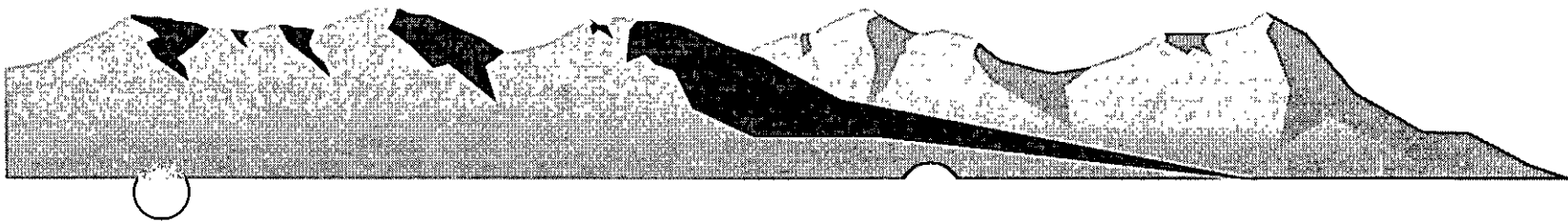
El esfuerzo normal es la suma del esfuerzo efectivo y la presión de poro

$$\sigma = \sigma' + u$$

$$\tau_f = c + (\sigma - u) \tan \phi = \tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$



PRUEBAS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA CORTANTE DE UNA MASA DE SUELO

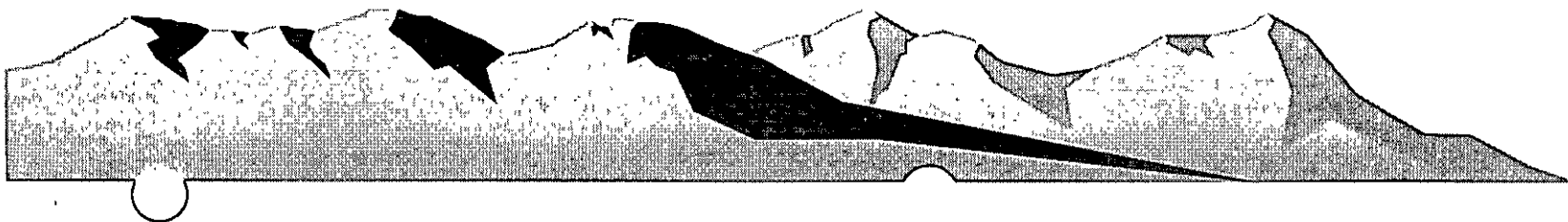


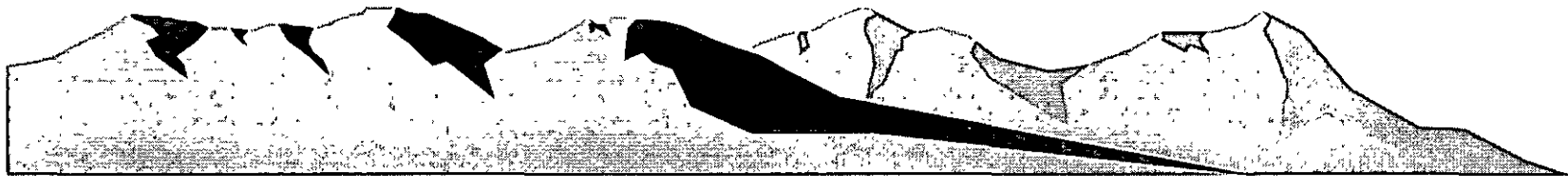
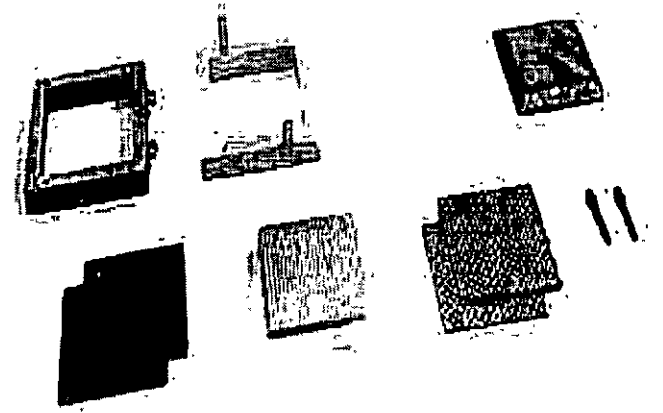
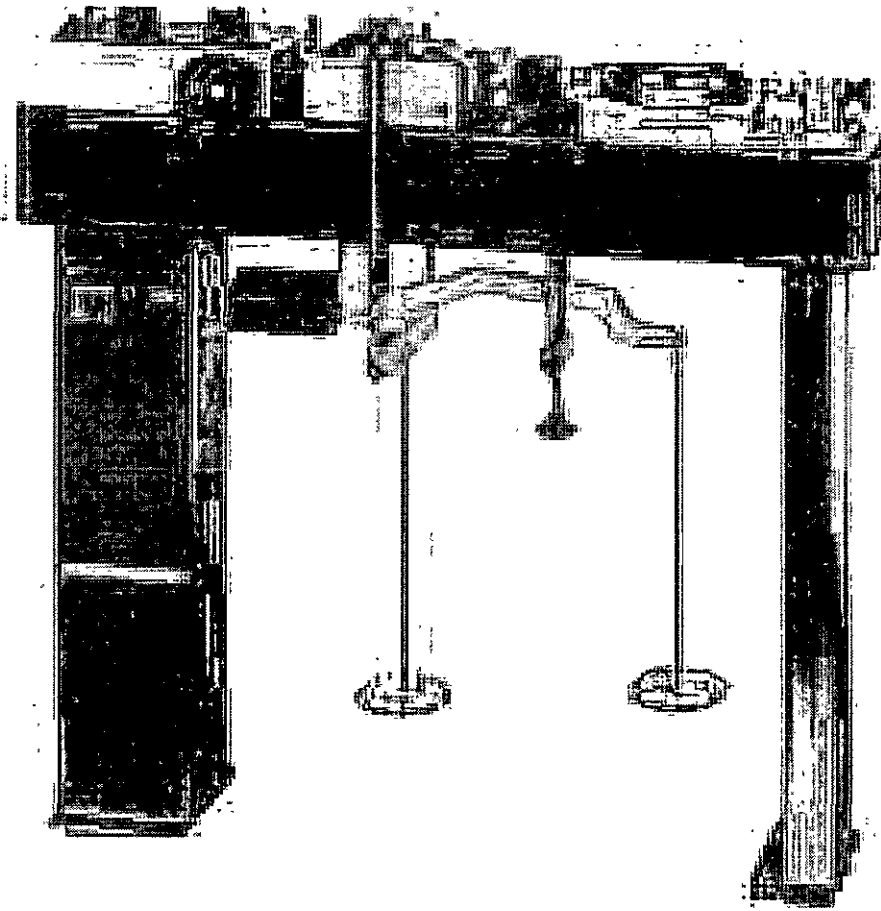
PRUEBAS DE LABORATORIO



PRUEBA DE CORTE DIRECTO

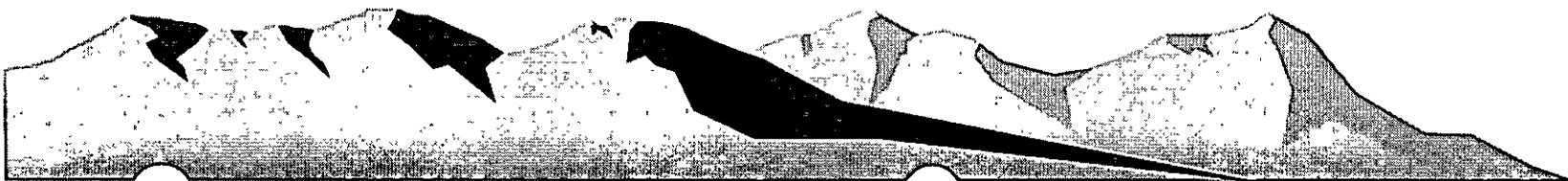
- En una caja de corte metálica se coloca el espécimen
- La fuerza normal se aplica desde la parte superior
- La fuerza cortante se aplica moviendo la mitad de la caja respecto de la otra
- Puede ser controlada por el esfuerzo o por la deformación unitaria





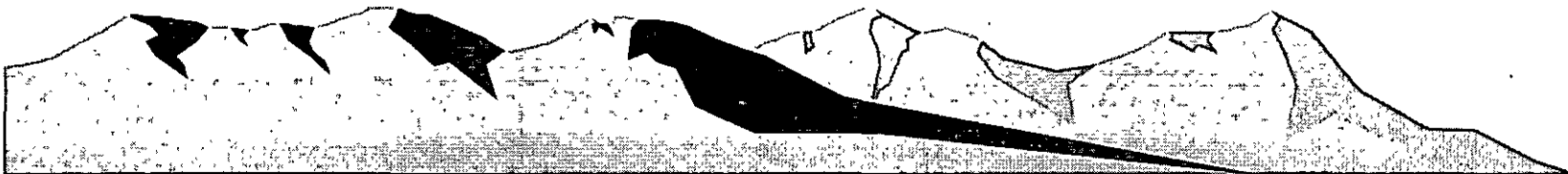
- El esfuerzo cortante se calcula como
- El esfuerzo normal se calcula como

Una prueba drenada se lleva a cabo manteniendo la velocidad de la carga lenta, el exceso de presión de poro se disipa completamente por drenaje

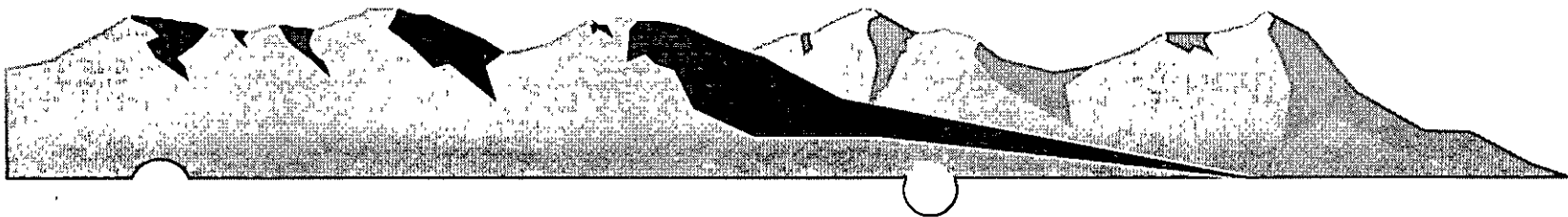


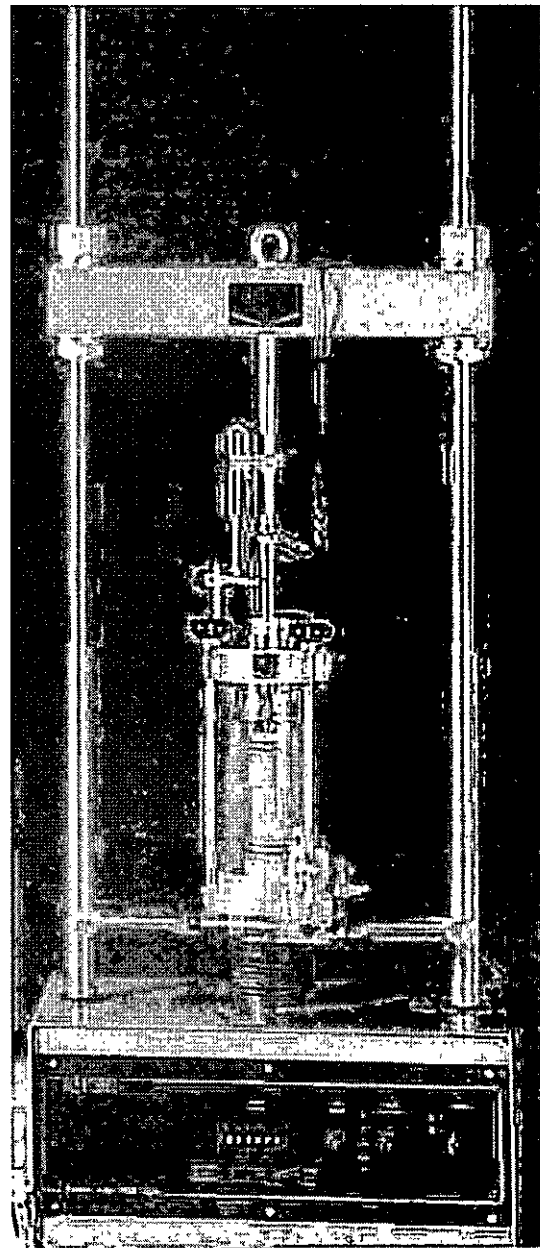
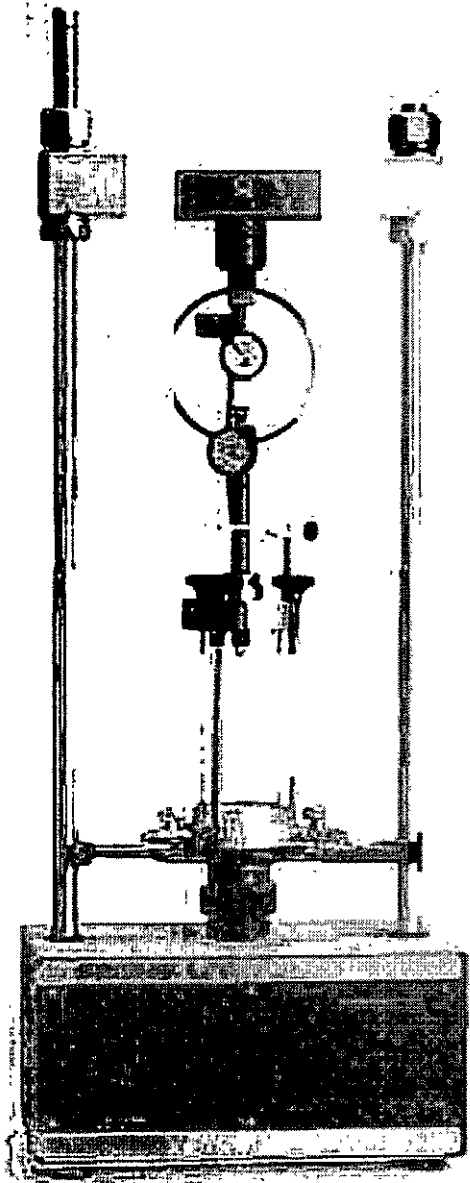
PRUEBA TRIAXIAL DE CORTE

- Proporciona información sobre esfuerzo-deformación unitaria del suelo
- Proporciona condiciones más uniformes de esfuerzo con sus concentraciones de esfuerzos a lo largo del plano de falla
- Proporciona mas flexibilidad en términos de trayectoria de carga



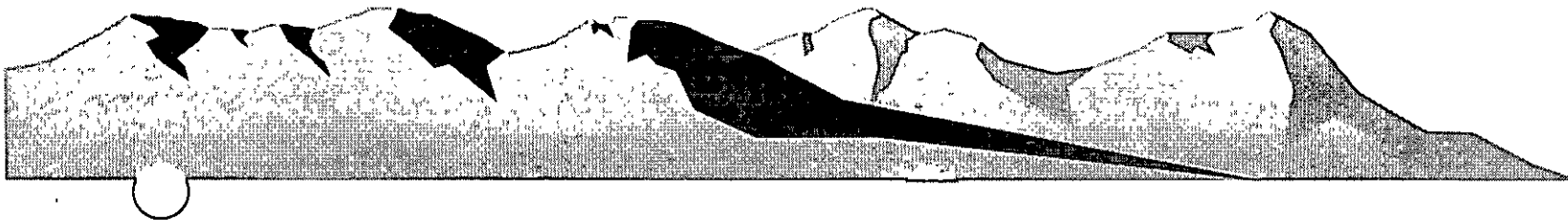
- El espécimen queda encerrado en una membrana de hule
- Se coloca dentro de una cámara cilíndrica de plástico y se llena de agua o glicerina
- Se somete a una presión de confinamiento
- Se aplica un esfuerzo axial a través de un émbolo vertical de carga hasta llevarse a la falla.
- Se proporcionan conexiones para medir el drenaje o para medir la presión de poro del agua





TIPOS ESTANDAR DE PRUEBAS TRIAXIALES

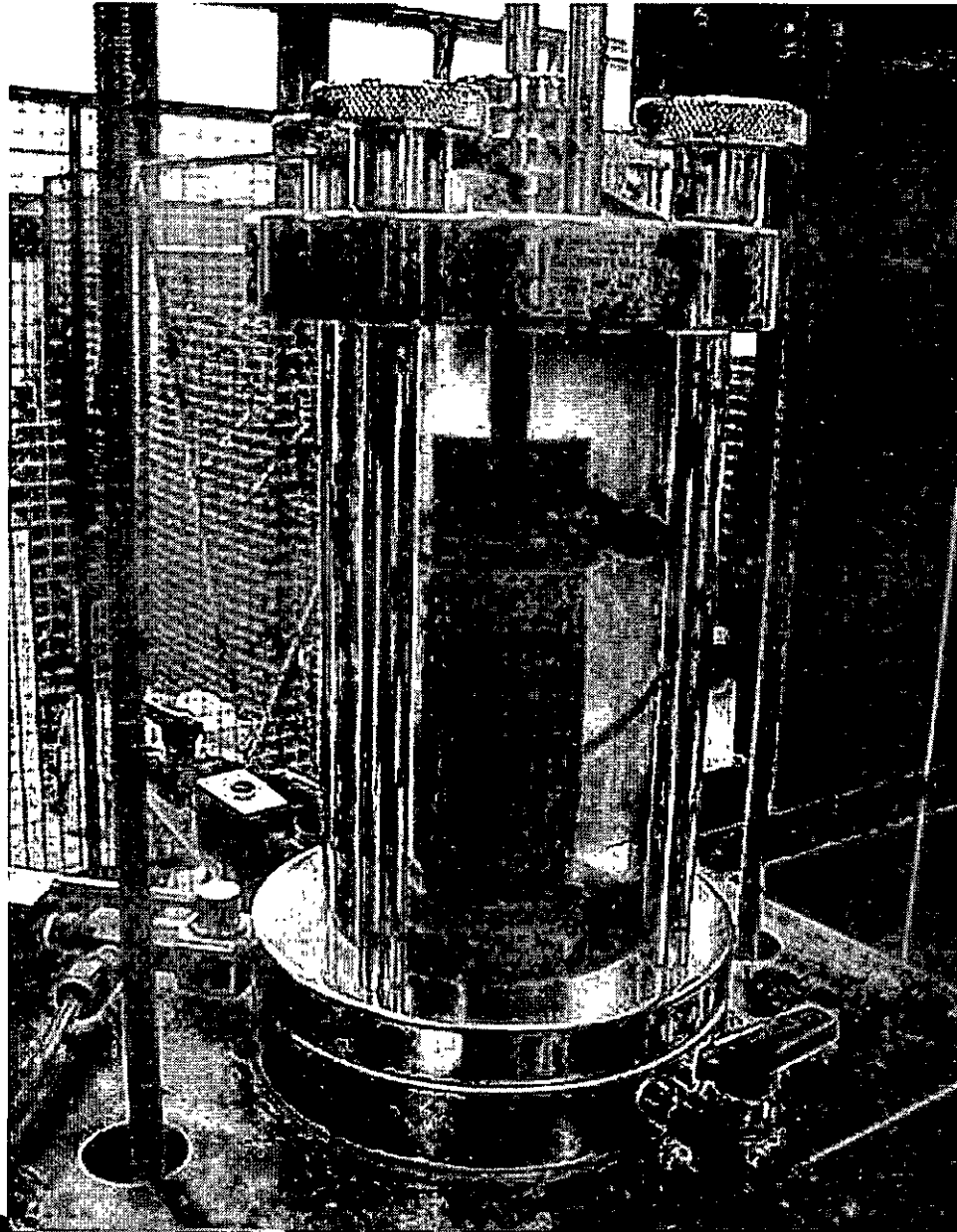
- Prueba consolidada-drenada o prueba drenada
- Prueba consolidada-no drenada
- Prueba no consolidada-no drenada



PRUEBA CONSOLIDADA-DRENADA

- El espécimen se somete primero a una presión de confinamiento σ_3 a todo su alrededor
- La conexión al drenaje se mantiene abierta y tiene lugar la consolidación.
- La lenta aplicación del esfuerzo desviador permite la disipación de la presión de poro ($\Delta\sigma_d=0$)
- Por lo anterior se tiene: $\sigma_3 = \sigma_3'$ y $\sigma_1 = \sigma_1'$
- σ_1' y σ_3' son los esfuerzos efectivos principales mayor y menor respectivamente en la falla





PRUEBA CONSOLIDADA-NO DRENADA

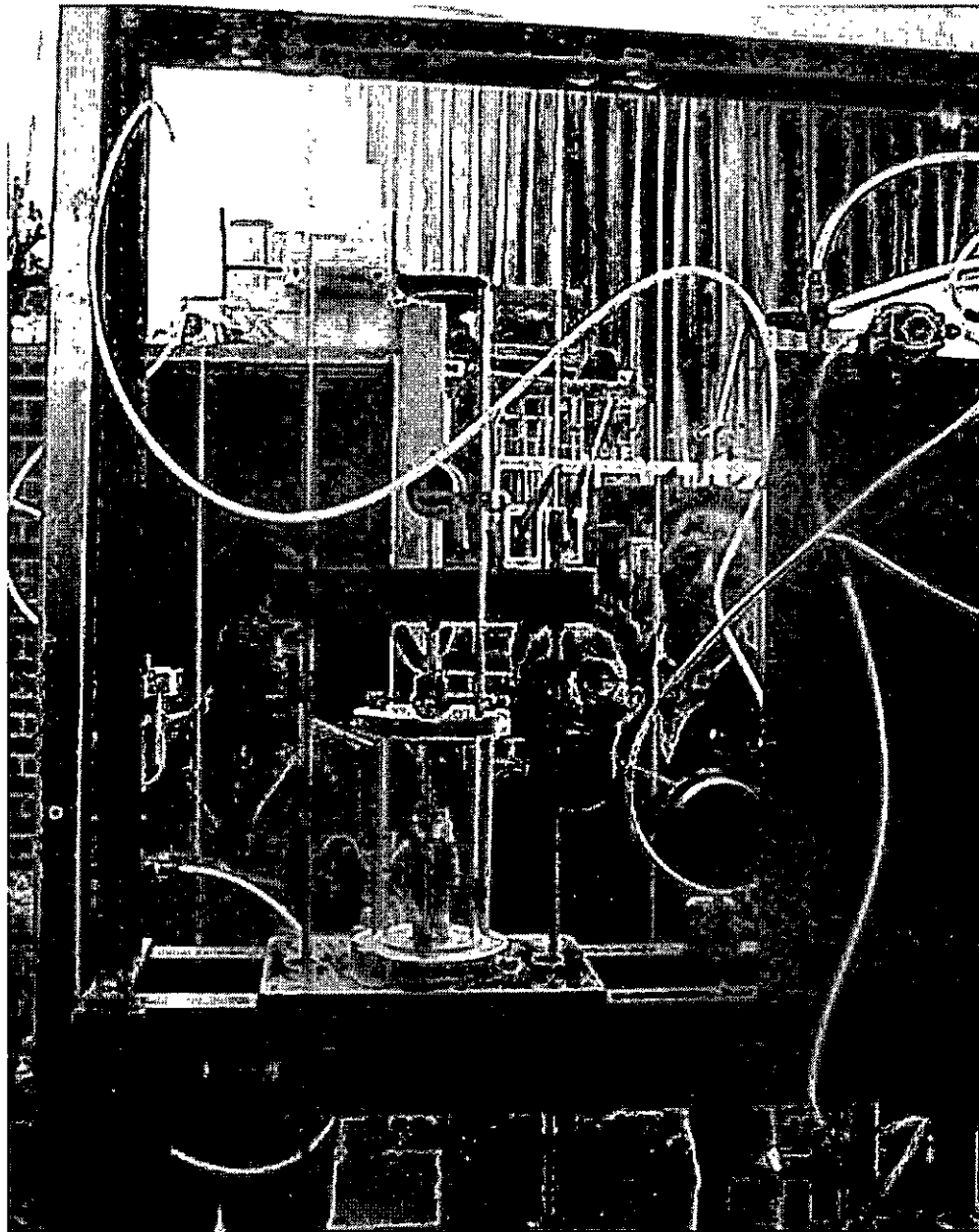
- El espécimen es primero consolidado, se incrementa el esfuerzo desviador $\Delta\sigma_d$ para causar la falla cortante.
- La línea de drenaje del espécimen se mantiene cerrada
- El esfuerzo principal mayor en la falla (total)

$$\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1$$

- El esfuerzo principal mayor en la falla (efectivo)

$$\sigma_1 + (\Delta u_\delta)_f = \sigma_1'$$






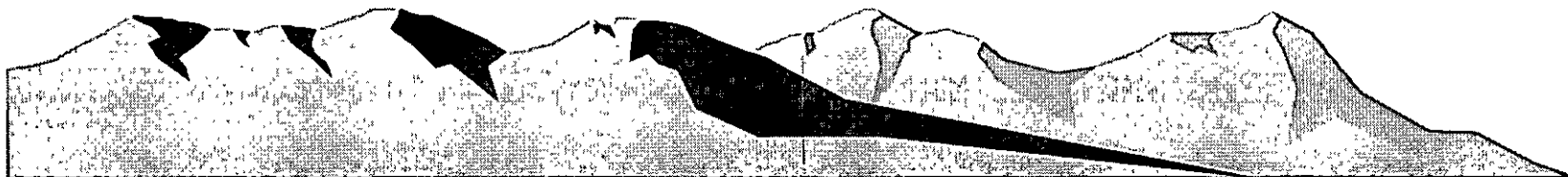
- El esfuerzo principal menor en la falla (total) σ_3
- El esfuerzo principal menor en la falla (efectivo)

$$\sigma_3 + (u_d)f = \sigma_3'$$

- De lo anterior se obtiene: $\sigma_1 - \sigma_3$ y $\sigma_1' - \sigma_3'$

PRUEBA NO CONSOLIDADA-NO DRENADA

- El espécimen de prueba es cortado a la falla por la aplicación del esfuerzo desviador σ_d sin permitirse el drenaje
- El esfuerzo axial agregado en la falla $(\sigma_d)_f$ es prácticamente el mismo independientemente de la presión de confinamiento en la cámara 



De lo anterior: $\tau_f = c_u$

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

PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE SOBRE ARCILLA SATURADA

- La presión de confinamiento σ_3 es 0
Una carga axial se aplica rápidamente al espécimen para generar la falla

$$\tau_f = \sigma_1/2 = q_u/2 = c_u$$

q_u es la resistencia a compresión simple



SENSITIVIDAD Y TIXOTROPIA DE LA ARCILLA

- **Sensitividad** es la razón de la resistencia a compresión simple en estado inalterado dividida entre la que se obtiene en un estado remodelado. $S_t =$
- **Tixotropía.** La pérdida de resistencia es causada por la destrucción de la estructura de las partículas arcillosas si después del remodelado un espécimen del suelo se



Mantiene en un estado inalterado, continuará ganando resistencia con el tiempo.

PRUEBA DE CORTE CON VELETA

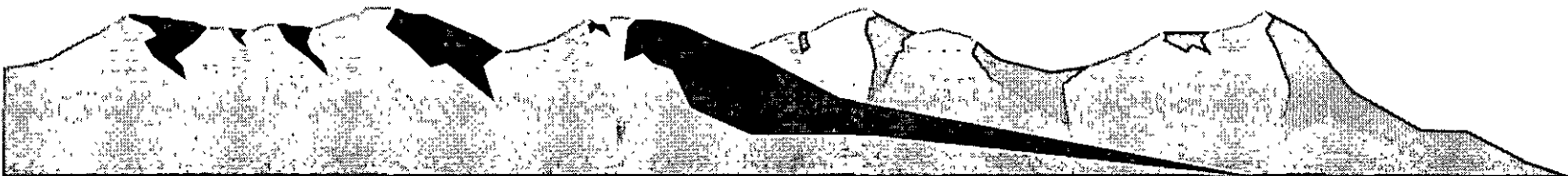
- La veleta está compuesta por cuatro placas de acero delgadas de igual tamaño soldadas a una barra de torsión hecha del mismo metal.

La veleta se hince en el suelo, se aplica un torque en la parte superior de la barra para hacer girar la veleta con rapidez uniforme hasta que falle el suelo.

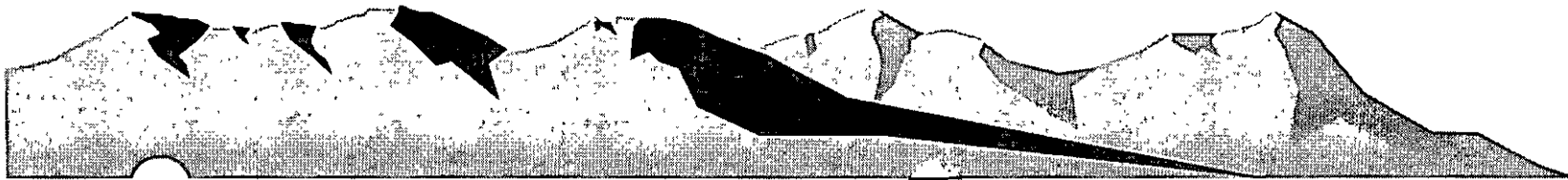


- El torque de falla se expresa como

0



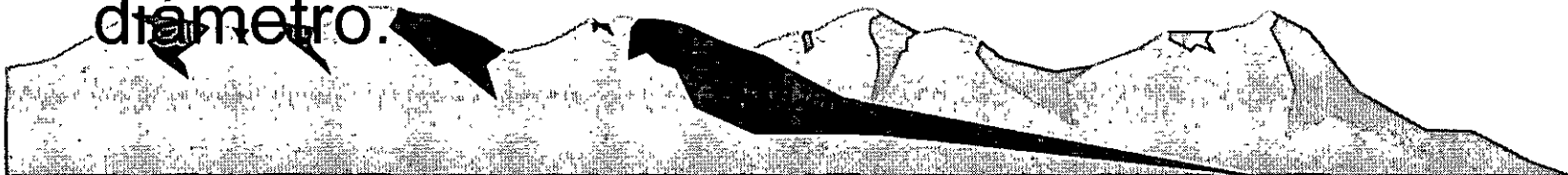
PRUEBAS DE CAMPO



PRUEBA DE CORTE CON VELETA

Se usa durante la operación de barrenado para determinar in situ la resistencia de corte no drenada, c_u , de suelos arcillosos, particularmente de arcillas blandas.

- El aparato consta de cuatro paletas en el extremo de una varilla, La altura h de la veleta es de dos veces su diámetro.
- Puede ser rectangular o ahusada.
- El aparato consta de cuatro paletas en el extremo de una varilla, La altura h de la veleta es de dos veces su diámetro.



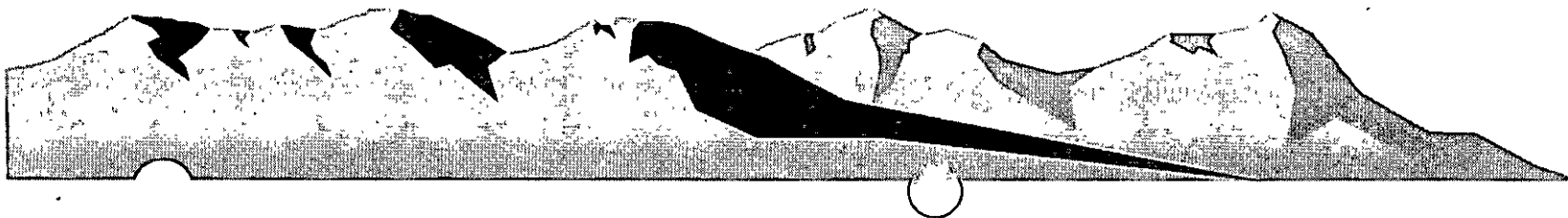
- Puede ser rectangular o ahusada.
- Se aplica un torque. Esta rotación inducirá la falla y se mide el torque T máximo aplicado.

T está en N^*m y c_u en kN/m^2

K : cte. Su magnitud depende de la dimensión y forma de la veleta

d : diámetro de la veleta

h : altura medida de la veleta



- Si $h/d = 2$; $K=366 \times 10^{-8} d^3$
- Las pruebas de corte con veleta en campo son moderadamente rápidas y económicas

PRUEBA DE PENETRACIÓN DE CONO

Se usa para determinar los materiales presentes en un perfil de suelo y estimar sus propiedades ingenieriles.

- Los penetrómetros de cono miden: a) la resistencia de cono q_u , a la penetración desarrollada por el cono, b) La resistencia por fricción, f_c .
- En suelo arcilloso la resistencia de corte no drenada c_u , la presión de preconsolidación σ_c' y la tasa de preconsolidación se relacionan por



- N_k factor de capacidad de carga, 15 cono eléctrico, 20 cono mecánico
- σ_0 esfuerzo vertical total
- σ_0' esfuerzo vertical efectivo

$$\sigma_0' = 0.243(q_c)^{0.96}$$

PRUEBA DEL PRESURIMETRO

- Es una prueba para medir la resistencia y deformabilidad de un suelo.
- Se aplica presión en incrementos y se mide la expansión volumétrica de una de sus celdas hasta que el suelo falla o hasta que la presión límite de la sonda se alcanza.





FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO
DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MODULO II “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.”

CLAVE CA-026

TEMA

RESISTENCIA AL CORTE
DEL 11 AL 24 DE MAYO

EXPOSITOR: ING. HUGO S. HAAZ MORA
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DE 2004



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

DICT Y G

MECÁNICA DE SUELOS

ALUMNOS: ARREOLA ARAOZ ROBERTO

HERNÁNDEZ HUERTA LUIS E.

GRUPO: 4

SEMESTRE: 2003-1

TEMA:

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DEL SUELO

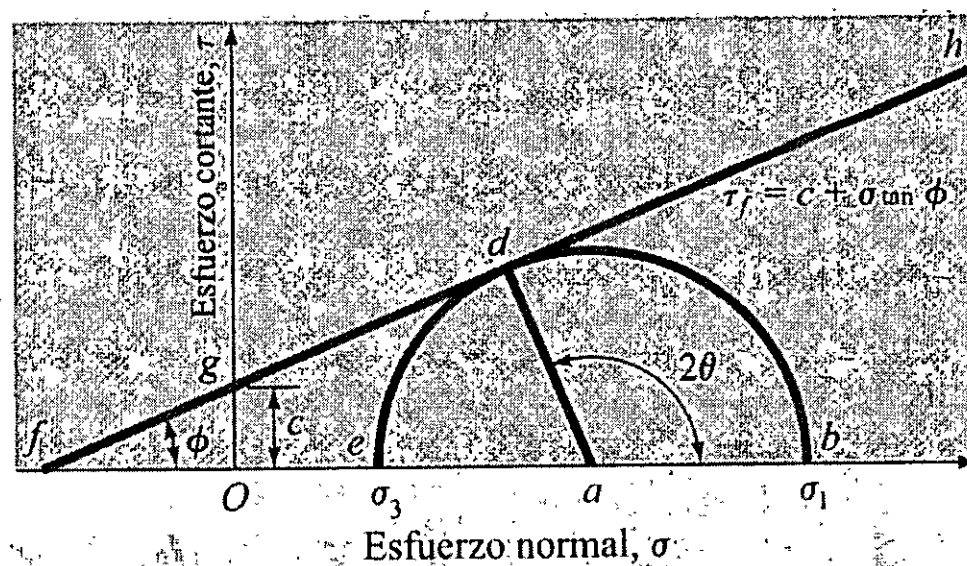
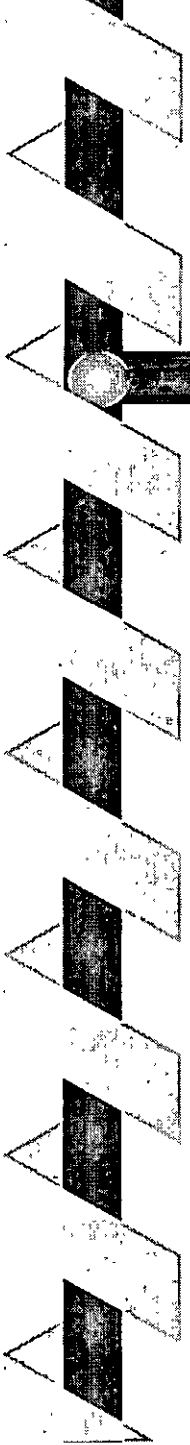


FIGURA 7.3 Círculo de Mohr y envolvente de falla.

DEFINICIÓN:

La resistencia cortante de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa del suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él.





CRITERIOS DE FALLA DE MOHR – COULOMB.

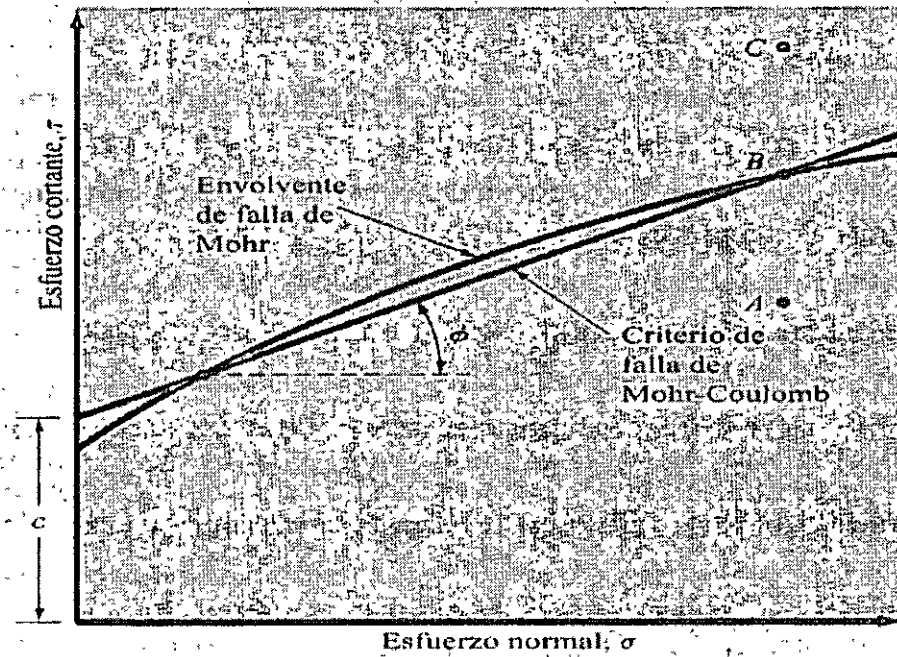
Mohr, presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. Esta teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de un esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no sólo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante. Entonces se tiene ésta relación fundamental:

$$\tau_f = f(\sigma)$$

Donde τ_f = esf. cortante sobre el plano de falla

σ = esf. normal sobre el plano de falla.

La envolvente de falla de la ecuación anterior es una línea curva y se escribe de la siguiente manera:



(b)

LEY DE FALLA POR CORTANTE EN UN SUELO SATURADO.

En un suelo saturado, el esfuerzo normal total en un punto es la suma del esfuerzo efectivo y la presión de poro:

Entonces, para aplicar la ecuación de envolvente se tiene:

Donde c = cohesión del suelo

u = presión de poro.



MÉTODOS PARA LA DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO CORTANTE.

Existen varios métodos para la determinación del esfuerzo cortante, estos son:

1. – Prueba de corte directo
2. – Prueba triaxial de corte.
 - 2.1 – Prueba consolidada – drenada.
 - 2.2 – Prueba consolidada – no drenada.
 - 2.3 – Prueba no consolidada – no drenada.
3. – Prueba de compresión simple

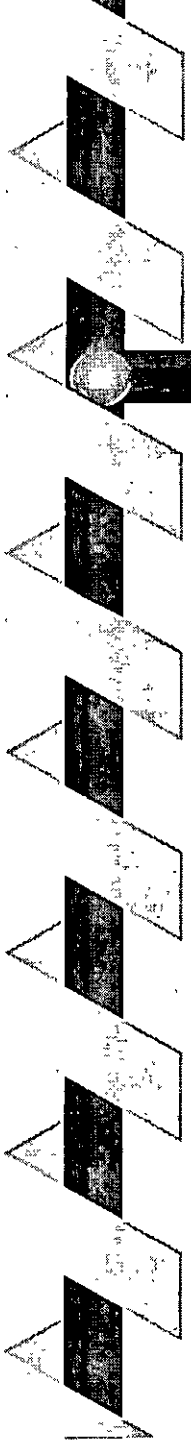
SENSITIVIDAD Y TIXOTROPÍA DE LA ARCILLA



Para muchos suelos naturalmente depositados de arcilla, la resistencia a compresión simple es considerablemente reducida cuando los suelos se prueban después de remoldearlos sin ningún cambio en el contenido de agua. Ésta propiedad de los suelos de arcilla se llama sensibilidad y su grado se define como la razón de la resistencia a compresión simple en estado inalterado dividida entre la que se obtiene en un estado remoldeado, es decir:

PRUEBA DE CORTANTE CON VELETA.

Se obtienen resultados bastante confiables para la resistencia cortante sin drenaje *cu in situ* de suelos cohesivos muy plásticos directamente a partir de pruebas de cortante con veleta. Ésta consiste usualmente en cuatro placas de acero delgadas de igual tamaño soldadas a una barra de torsión; la veleta se hince en el suelo, luego se le aplica un torque en la parte superior de la barra para hacer girar la veleta con rapidez uniforme.

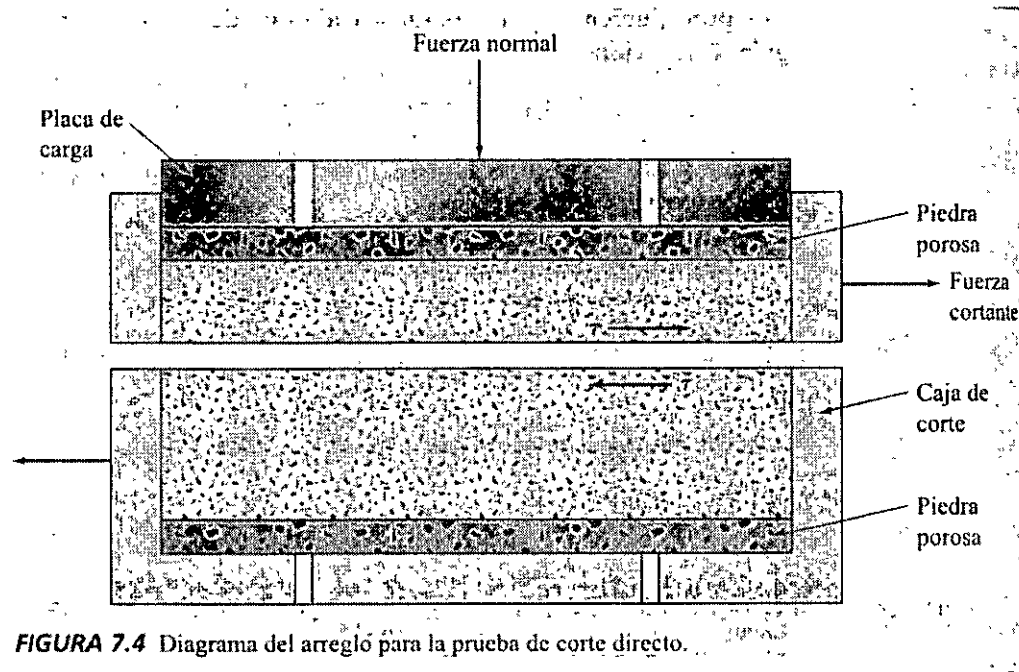


PRUEBA DE CORTE DIRECTO.

La prueba de corte directo es la más antigua y simple. El equipo consiste en una caja de corte metálica en la que se coloca el espécimen. Las muestras pueden ser cuadradas o circulares. La caja está cortada horizontalmente en dos partes. La fuerza normal se aplica desde la parte superior de la caja de corte. La fuerza cortante es aplicada moviendo una mitad de la caja respecto de la otra para generar la falla del espécimen de suelo.

[Ver imagen](#)

CAJA DE CORTE DIRECTO



[Volver](#)

PRUEBA CONSOLIDADA - DRENADA

En la prueba consolidada – drenada, el espécimen se somete primero a una presión de confinamiento σ_3 a todo su alrededor mediante compresión de fluido de la cámara. Conforme se aplica la presión de confinamiento, la presión de poro del agua del espécimen se incrementa en la cantidad uc , éste aumento se expresa de la siguiente manera:

Donde B = parámetro de la presión de poro de Skempton.



DIAGRAMA DEL EQUIPO DE PRUEBA TRIAXIAL.

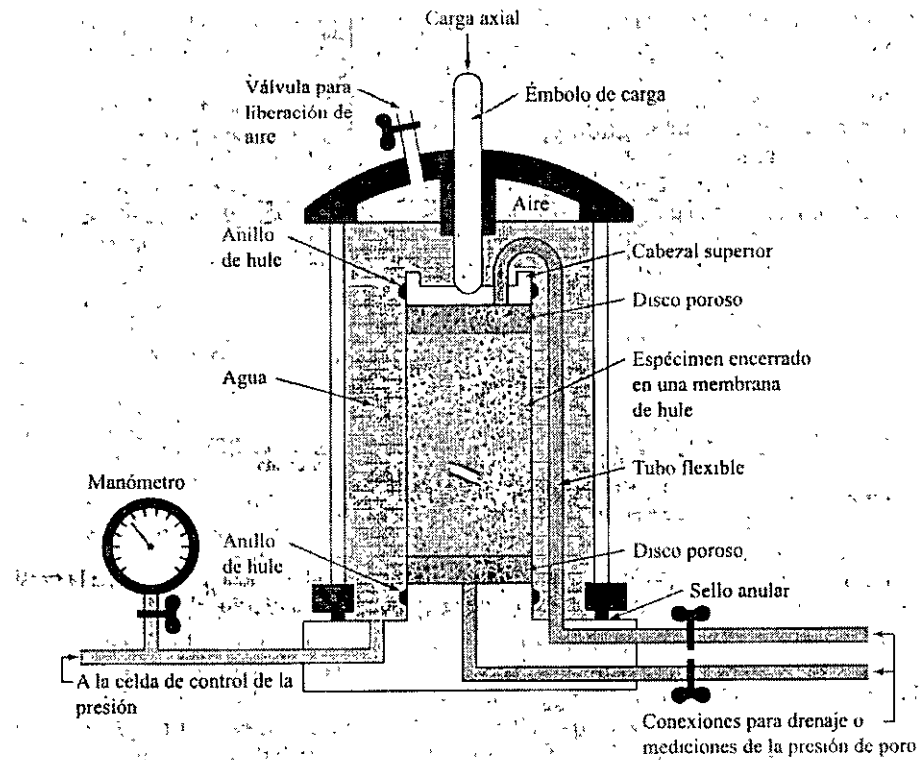


FIGURA 7.11 Diagrama del equipo de prueba triaxial (según Bishop y Bjerrum, 1960).

Ejemplo

EJEMPLO:

VOLVER

La ecuación de la envolvente de falla del esfuerzo para un suelo arcilloso normalmente consolidado es $\tau_f = \sigma' \tan 30^\circ$. Una prueba triaxial drenada fue conducida sobre el mismo suelo con una presión de confinamiento de cámara de 70 kN/m^2 .
Calcule el esfuerzo desviador en la falla.

Solución: para una arcilla normalmente consolidada, $c=0$, entonces tenemos:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2(45 + \Phi/2), \quad \Phi = 30^\circ$$

$$\sigma'_1 = 70 \tan^2(45 + 30/2) = 210 \text{ kN/m}^2$$

por lo que: $(\Delta\sigma_d)_f = \sigma'_1 - \sigma'_3 = 210 - 70 = 140 \text{ kN/m}^2$

EQUIPO DE LA VELETA.

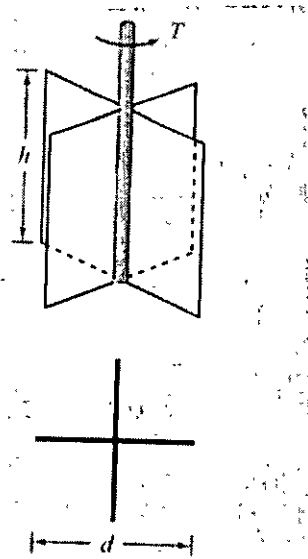


FIGURA 7.28 Diagrama del equipo de la veleta de corte.

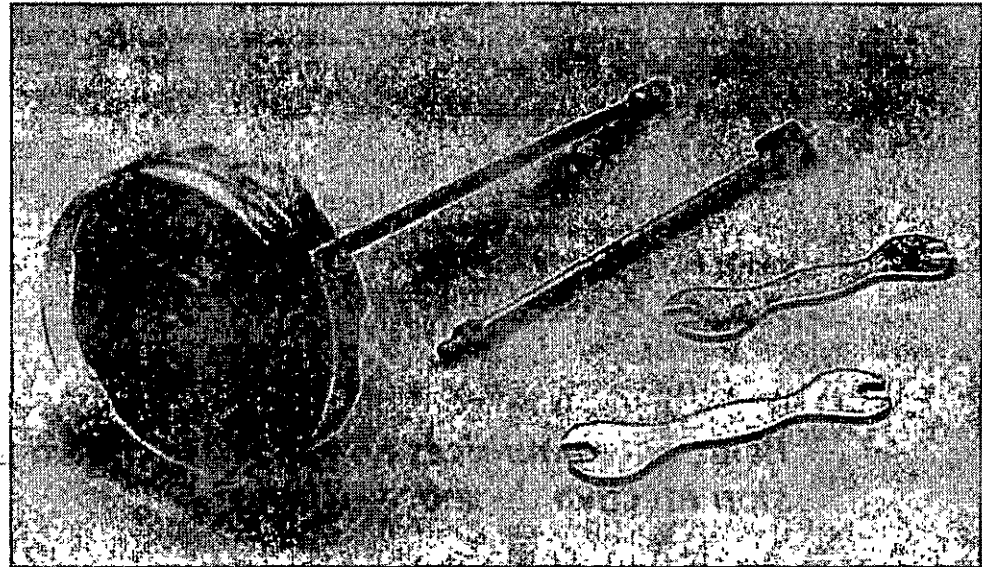


FIGURA 7.30 Dispositivo de laboratorio de la veleta de corte (cortesía de ELE International/ Soiltest Products Division, Lake Bluff, Illinois).

INICIO



PRUEBA CONSOLIDADA – NO DRENADA

Esta es la prueba triaxial más común, el espécimen de suelo saturado es primero consolidado por una presión en todo su alrededor σ_3 del fluido de la cámara; como el drenaje no se permite, la presión de poro aumenta, éste incremento se expresa en forma adimensional como:

Donde A = parámetro de la presión de poro de Skempton

Envolvente de falla de esfuerzo total y efectivo para pruebas triaxiales consolidadas – no drenadas.

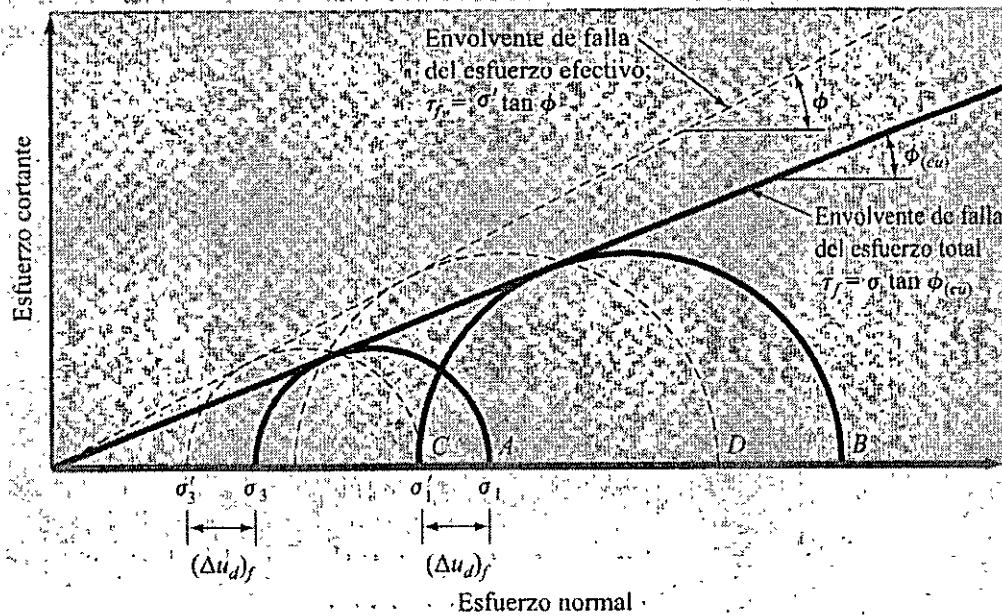


FIGURA 7.19. Envolventes de falla del esfuerzo total y efectivo para pruebas triaxiales consolidadas-no drenadas. (Nota: la figura supone que no se aplica presión de regreso.)

VOLVER

EJEMPLO



EJEMPLO:

Una prueba consolidada – no drenada sobre una arcilla normalmente consolidada dio los siguientes resultados:

$$\sigma_3 = 84 \text{ kN/m}^2,$$

$$\text{Esfuerzo desviador } (\Delta\sigma_d)_f = 63.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Presión de poro } (\Delta u_d)_f = 47.6 \text{ kN/m}^2$$

Calcule el ángulo de fricción consolidado – no drenado y el ángulo de fricción drenado.

SOLUCIÓN:

VOLVER

$$\sigma_3 = 84 \text{ kN/m}^2, \quad \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 84 + 63.7 = 147.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45 + \Phi/2), \quad 147.7 = 84 \tan^2(45 + \Phi/2)$$

$$\Phi_{cu} = 2(\tan^{-1}(147.7/84)^{0.5} - 45) = 16^\circ$$

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f = 84 - 47.6 = 36.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f = 147.7 - 47.6 = 100.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2(45 + \Phi/2), \quad 100.1 = 36.4 \tan^2(45 + \Phi/2)$$

$$\Phi = 2(\tan^{-1}(100.1/36.4)^{0.5} - 45) = 27.8^\circ$$

PRUEBA NO CONSOLIDADA – NO DRENADA

En esta prueba el drenaje del espécimen de suelo no se permite durante la aplicación de la presión de la cámara s_3 . El espécimen de prueba es cortado a la falla por la aplicación del esfuerzo desviador $\Delta\sigma_d$ sin permitirse el drenaje. Por consiguiente, la presión de poro del agua total u en el espécimen en cualquier etapa de la aplicación del esfuerzo desviador se da como:

VOLVER

PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE SOBRE ARCILLA

Es un tipo de prueba no consolidada – no drenada, aquí la presión de confinamiento σ_3 es 0. Una carga axial se aplica rápidamente al espécimen para generar la falla. En ésta, el esfuerzo principal total menor es 0 y el esfuerzo principal mayor total es σ_1 . Como la resistencia de corte no drenada es independiente de la presión de confinamiento, tenemos:

Donde q_u es la resistencia a la compresión simple.

PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE

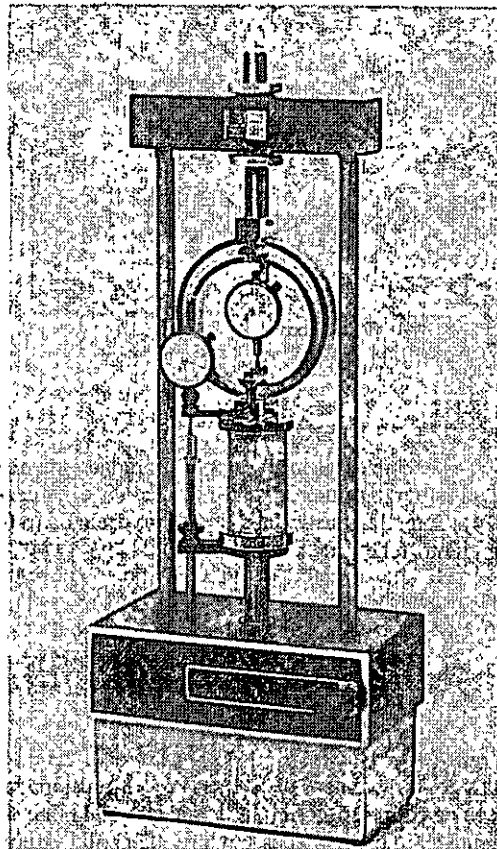


FIGURA 7.25 Equipo para la prueba de compresión simple (cortesía de ELE International/Soiltest Products Division, Lake Bluff, Illinois).

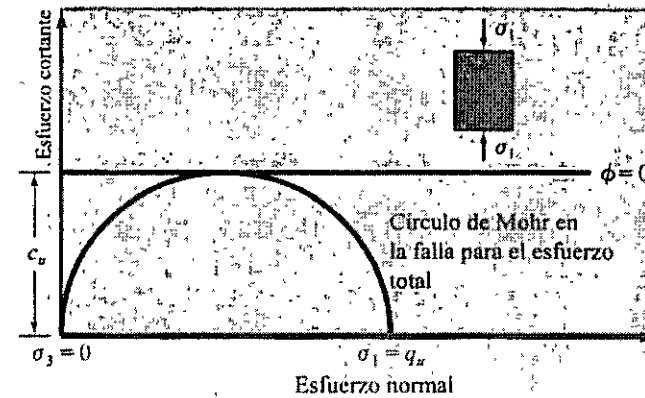


FIGURA 7.24 Prueba de compresión simple.

VOLVER



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO
DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MODULO II “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.”

CLAVE CA-026

TEMA

SUELOS PARTE 2
DEL 11 AL 24 DE MAYO

EXPOSITOR: ING. HUGO S. HAAZ MORA
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DE 2004

Universidad Nacional Autónoma de México. Facultad de Ingeniería.



Consolidación de Suelos.

Integrantes del Equipo.

- **Medina Espinoza Gerardo**
- **Paredes Cervantes Daniel**

Temario:

Distorsión elástica

Consolidación de Suelos.

Teoría de la consolidación de Terzaghi.

Definiciones.

Prueba de consolidación.

Ejemplos de aplicación.

Bibliografía

Distorsión elástica

Todos los materiales sólidos se distorsionan cuando se someten a la acción de una carga. Los suelos agregados de partículas, se distorsionan en parte debido a la compactación o consolidación, y en parte debido a la distorsión elástica. La distorsión elástica se produce en todos los suelos casi inmediatamente después de imponer la carga, y al asentamiento causado por este proceso se le llama *asentamiento inmediato*.

Consolidación de Suelos.

En suelos cohesivos saturados, el efecto del aumento de la carga consiste en expulsar el agua por medio de los poros; a éste proceso se le llama *consolidación*. Se presenta, entonces, una reducción gradual del volumen hasta que se alcanza la presión interna de equilibrio; una reducción de la carga puede causar expansión, cuando el suelo puede permanecer saturado.

Para iniciar el proceso se requiere de una modificación de la carga y puede transcurrir un largo tiempo (años) hasta llegar al asentamiento final.

Los suelos más susceptibles suelen ser las arcillas y limos normalmente consolidados y ciertos tipos de rellenos saturados. Las turbas pueden ser altamente compresibles, ocasionando cambios de espesor de los estratos tan grandes como 20% con cargas bastante modestas.

Asentamientos por consolidación

En el proceso natural de la deposición, los suelos de grano fino, como limos y arcillas, quedan sometidos a un proceso de consolidación, en el cual el agua entre las partículas

Se dice que un suelo está normalmente consolidado cuando su volumen permanece constante bajo la acción de un estado de esfuerzo constante y las condiciones actuales corresponden a su presión de consolidación final. Cuando un suelo está sometido a una sobrecarga que es inferior a la presión extrema de consolidación que existió en algún momento de su historia, se dice que está preconsolidado.

Cuando se presenta un cambio en las condiciones del esfuerzo, se tiene que alcanzar un nuevo estado de equilibrio. Al considerar la mecánica de compresión de los suelos, se puede suponer que tanto los granos minerales como el agua de los poros son incompresibles.

Teoría de la consolidación de Karl von Terzaghi (1925)

En 1925, en su Viena nativa, Terzaghi presentó una teoría basada en el modelo de un resorte sometido a esfuerzo, para la evaluación de la consolidación primaria. Esta teoría fue incorporada después en su *Theoretical Soil Mechanics* (1943).

Se parte de varias suposiciones:

- a) El suelo está totalmente saturado
- b) Tanto el agua como las partículas del suelo son incompresibles.
- c) Se puede aplicar la ley de Darcy para el flujo de agua.
- d) La variación de volumen es unidimensional en la dirección del esfuerzo aplicado.
- e) El coeficiente de permeabilidad en ésta dirección permanece constante.
- f) La variación de volumen corresponde al cambio en la relación de vacíos e y e_s permanece constante.

Definiciones

- *Asentamiento por consolidación, a tiempo infinito:*

$$\Delta H = H_0 * \Delta e / (1+e_0)$$

Donde:

H_0 = espesor inicial del estrato,

e_0 = Índice de huecos inicial del estrato de suelo,

Δe = Variación del índice de huecos producto de la “sobrecarga”

ΔH = Variación del espesor del estrato

Definiciones

- *Coeficiente de compresibilidad volumétrica (m_v)*

Representa el grado de variación del volumen unitario que se produce a consecuencia de un aumento unitario del esfuerzo efectivo. El valor de m_v no es constante para un suelo dado, sino que varía con el incremento del esfuerzo efectivo ($\Delta\sigma'$).

$$m_v = \Delta e / (\Delta\sigma' * (1 + e_o))$$

$$E_s = 1 / m_v \text{ (módulo de deformación edométrica)}$$

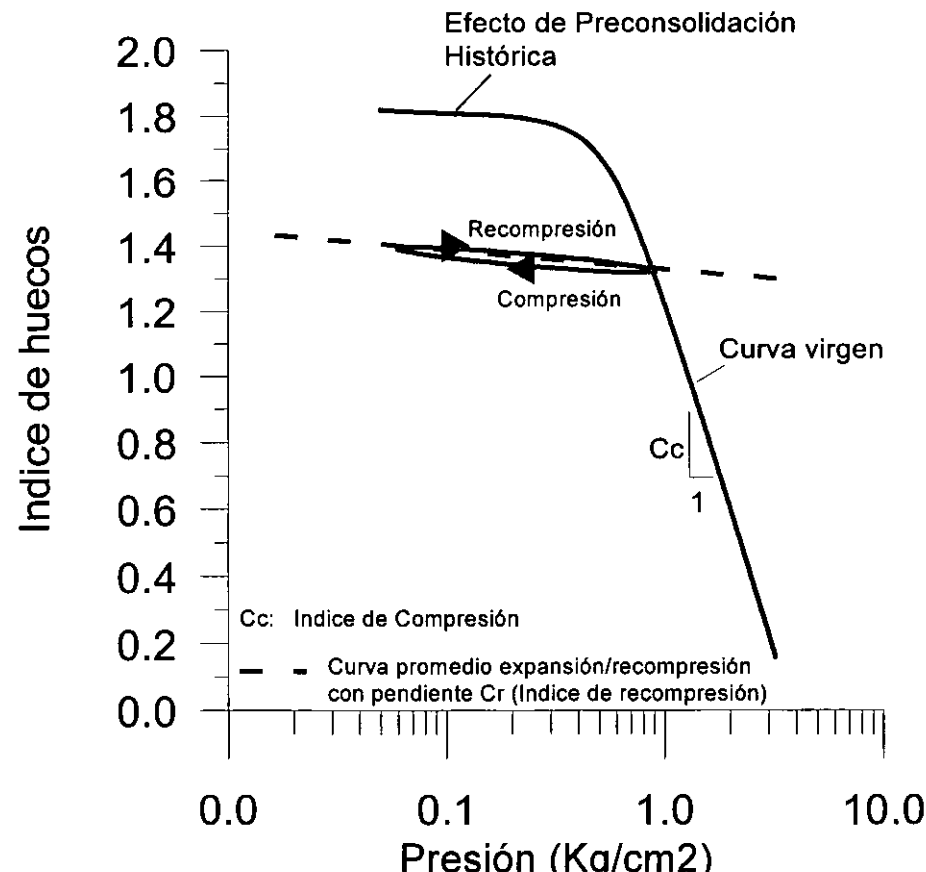
Por lo tanto el asentamiento por consolidación se puede escribir:

$$S_c = \Delta H = m_v * \Delta\sigma' * H_o$$

Definiciones

Indice de compresión y expansión (recompresión)

Cuando se traza una curva “ e ” en función de $\log s'$ a partir de los datos de un ensayo edométrico (ó consolidación), se encuentra que la parte inicial representa a la preconsolidación, para luego seguir a la curva normalmente consolidada o curva virgen.



Definiciones

Indice de compresión y expansión (recompresión)

En términos del índice de compresión, el asentamiento por consolidación puede ser definido de la siguiente forma:

$$S_c = H_o * C_c / (1 + e_o) * \log (\sigma_1' / \sigma_0')$$

Donde:

H_o = Espesor del estrato que se asienta por consolidación,

s_1' = Tensión efectiva final en el punto de análisis ($s_0' + \Delta s'$),

s_0' = Tensión efectiva inicial en el punto de análisis.

Se utiliza C_c para arcillas normalmente consolidadas, para arcillas preconsolidadas utilizar C_r . En casos que la sobrecarga induzca a pasar de un estado a otro (preconsolidada a normalmente consolidada), se deben utilizar ambos índices utilizando la fracción de carga que corresponde a uno u otro estado.

Definiciones

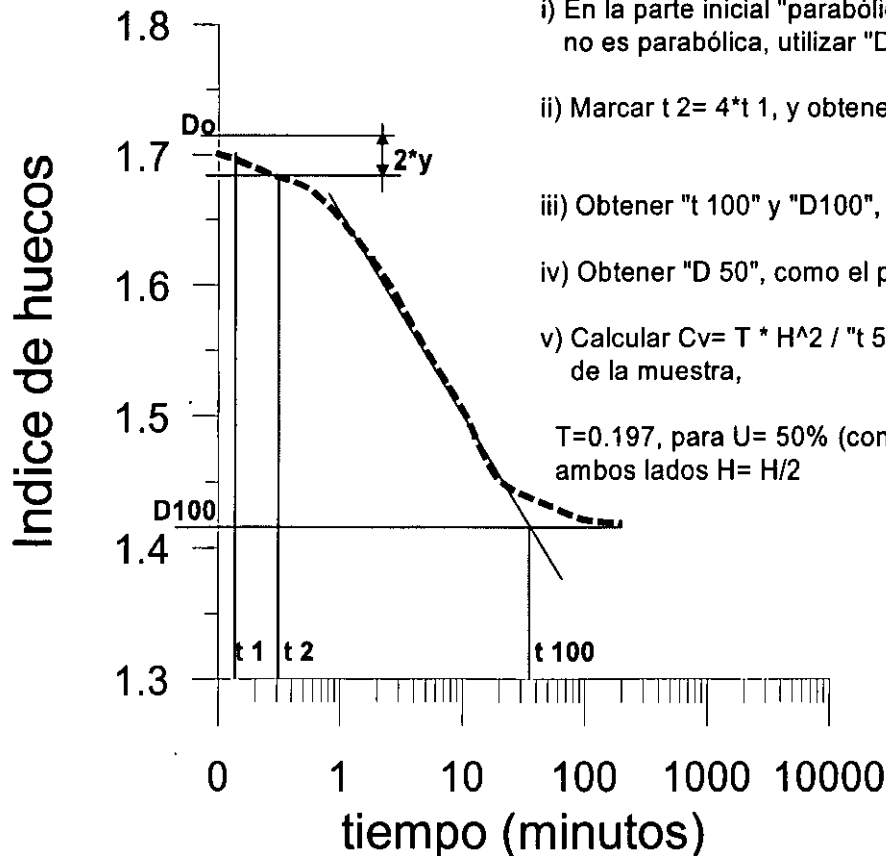
Coeficiente de consolidación (c_v)

El coeficiente de consolidación permite obtener el grado de consolidación, o bien, el asentamiento esperado para un tiempo “t”. Se obtiene directamente del ensayo de consolidación ó edométrico, analizando la deformación de la muestra de suelo para cada incremento de carga. Existen varias formas de obtenerlo, siendo las más comunes graficar la deformación en función de $\log t$ o bien la deformación en función de \sqrt{t} . La figura a continuación ilustra el caso de $\log t$

$$c_v = k / (m_v * g_w)$$

Definiciones

Prueba de consolidación – gráfica e vs. Log t



i) En la parte inicial "parabólica" marcar " t_1 ", arbitrario (si la parte inicial no es parabólica, utilizar " D_0 " para " t_0 "),

ii) Marcar $t_2 = 4 \cdot t_1$, y obtener valor de " y " $\Rightarrow D_0$,

iii) Obtener " t_{100} " y " D_{100} ",

iv) Obtener " D_{50} ", como el promedio entre " D_0 " y " D_{100} " $\Rightarrow t_{50}$,

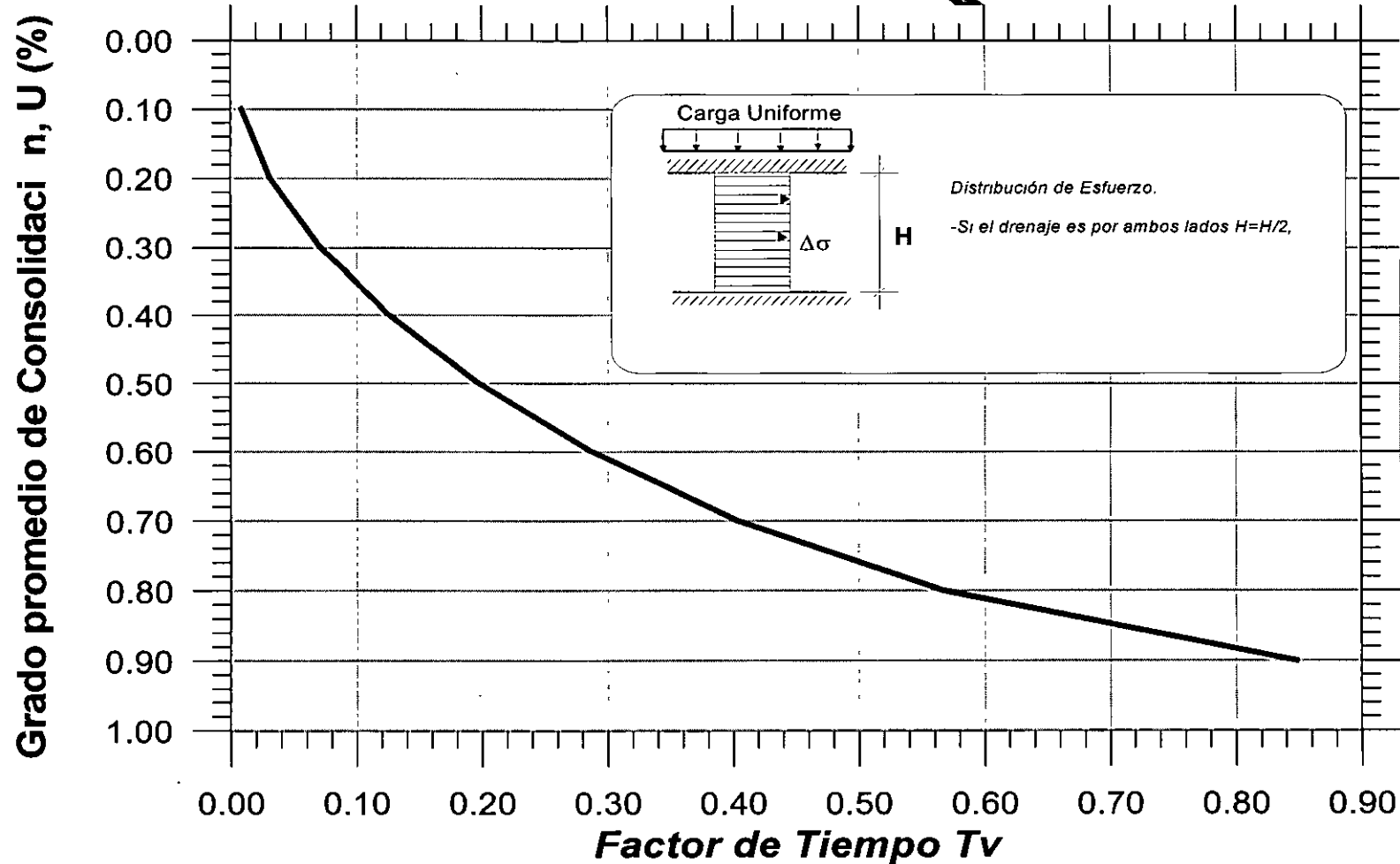
v) Calcular $C_v = T \cdot H^2 / t_{50}$, donde T es el factor tiempo, H altura de la muestra,

$T = 0.197$, para $U = 50\%$ (consolidación), si drena por ambos lados $H = H/2$

Definiciones

- *Gráfica del factor de tiempo T , vs. grado de consolidación.*

Para $U=1$, T tiende al infinito. Cuando $T=2.0$; $U=0.994$



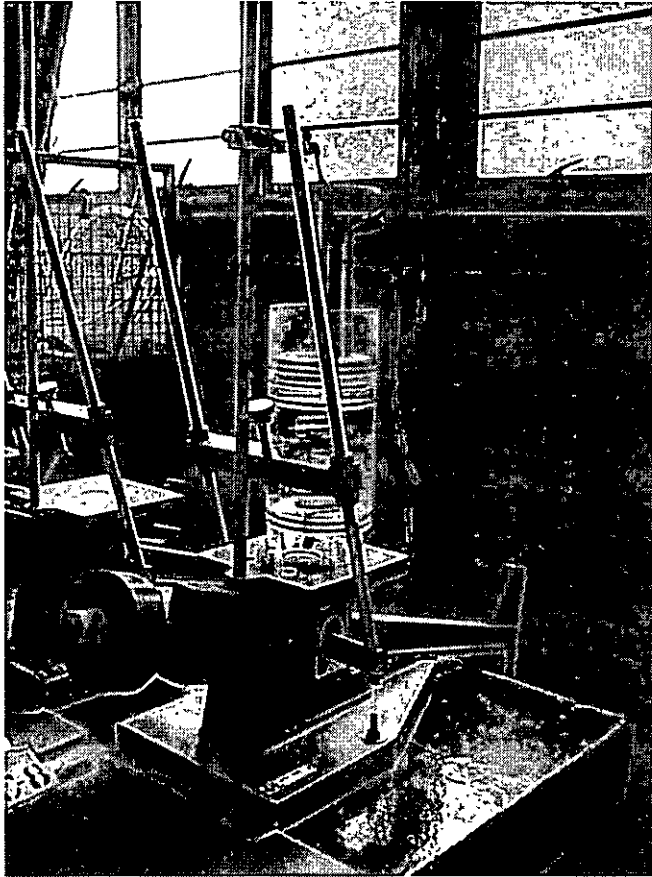
Definiciones

- Permeabilidad vertical

A partir del ensayo edométrico es posible obtener la permeabilidad del suelo que se está ensayando, mediante la siguiente expresión:

$$k_v = c_v * m_v * \gamma_w$$

Prueba de consolidación.



Las características de compresibilidad de un suelo, relacionadas tanto con el grado como con la velocidad del asentamiento, se suelen determinar a partir de pruebas de consolidación, usando un aparato llamado **consolidómetro** u **edómetro**. Usando una muestra de suelo inalterada se corta un espécimen en forma de disco. El espécimen, encerrado en un anillo metálico, se coloca en forma de emparedado entre dos discos de piedra porosa, con el superior teniendo un diámetro ligeramente más pequeño que el del anillo metálico y el inferior un diámetro ligeramente mayor.

Este conjunto se coloca en la celda y se fija con un anillo de sujeción. Entonces, se aplica una carga estática vertical a través de un sistema de palanca y se mide la variación del espesor de la muestra por medio de un micrómetro o transductor. Las lecturas se continúan hasta que el espécimen está totalmente consolidado; por lo general, durante un periodo de 24 o 48 horas. Después se aplican incrementos de carga, siendo cada incremento, el doble del anterior, y se repiten las lecturas.

Ejemplos de aplicación

Se determina que el coeficiente de consolidación, c_v , de una arcilla es $0.955 \text{ mm}^2/\text{min}$. El asentamiento final por consolidación estimado para una capa de 5 m de espesor de esta arcilla es 280 mm. Suponiendo que existe una capa permeable tanto por encima como por debajo, y que el exceso de presión inicial del agua en los poros tiene una distribución uniforme, calcular el tiempo para el cual se alcanza:

- a) el 90% de la consolidación,
- b) un asentamiento de 100 mm

Ejemplos de aplicación

Solución:

- Del gráfico de T, para $U = 90\% \Rightarrow T(90) = 0.848$,

$$t_{90} = (T_{90} * H^2) / C_v \Rightarrow t_{90} = 0.848 * (5000/2)^2 / 0.955 \Rightarrow 10.55 \text{ años}$$

- Para un asentamiento de 100 mm, $U = 100 / 280 = 0.357$, del gráfico se obtiene $T_v = 0.10$, por lo tanto para un asentamiento de 100 mm,

$$t_{35.7} = 0.102 * (5000/2)^2 / 0.955 \Rightarrow 1.3 \text{ años}$$

Ejemplos de aplicación

En un lugar específico hay una capa de arcilla de 6 m de espesor y se requiere una estimación del tiempo necesario para lograr un 50% del asentamiento final por consolidación. En una prueba de laboratorio con edómetro usando un espécimen de arcilla de 19 mm de espesor, el punto de 50% de compresión se alcanza después de 12 min. Determinar el tiempo de asentamiento del lugar para 50% de compresión cuando la capa de arcilla está:

- a) con drenaje total en su parte inferior y superior,
- b) con drenaje sólo por una superficie.

Ejemplos de aplicación

Solución:

a) Del laboratorio $t_A = 12 \text{ min}$ $H_A = 19/2 = 9.5 \text{ mm}$
 $t_B = ?$ $H_B = 6000/2 = 3000 \text{ mm}$

Para un mismo grado de consolidación la relación $T/Cv = ct_e = t / H^2$

$$\implies t_A / H_A^2 = t_B / H_B^2 \quad t_B = t_A * H_B^2 / H_A^2 = 2.28 \text{ años}$$

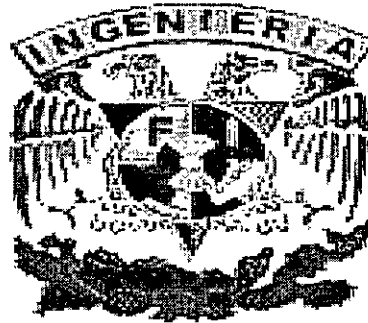
b) Del laboratorio $t_A = 12 \text{ min}$ $H_A = 19/2 = 9.5 \text{ mm}$
 $t_B = ?$ $H_B = 6000 \text{ mm}$

$$t_B = t_A * H_B^2 / H_A^2 = 9.12 \text{ años}$$

Bibliografía

- Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. ; Mecánica de Suelos, Tomo II
Ed. Limusa México.
- Whitlow, Roy; Fundamentos de Mecánica de Suelos,
Ed. CECSA México.

Universidad Nacional Autónoma de México.



Tema 3. Consolidación de Suelos.

Integrantes del Equipo.

- Gómez Ortiz Armando.
- Hernández Rodríguez Julio César.
- Páez Jurado Nicolas.

Temario:

Generalidades

Consolidación de Suelos.

Analogía Mecánica de Terzaghi.

Ecuación Diferencial de la Consolidación.

Generalidades

Todos los materiales experimentan deformaciones cuando se les sujeta a un cambio en sus condiciones de esfuerzo.

La deformación de la mayoría de los suelos, aun bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales.

Consolidación de Suelos.

Al observar los depósitos de material muy suave situados en el fondo de una masa de agua, por ejemplo un lago, se nota que el suelo reduce su volumen conforme pasa el tiempo y aumenta las cargas por sedimentación sucesiva.

A este proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama *proceso de consolidación*.

Modelo Mecánico propuesto por Terzaghi

Es una modificación del modelo original sugerido con otros fines por Lord Kelvin.

Es un cilindro de área de sección recta, provisto de un pistón sin fricción, con una pequeña perforación en él.

El pistón está soportado por un resorte unido al fondo del cilindro y éste está totalmente lleno de un fluido incompresible.

Consolidómetro.



Ecuación Diferencial de la Consolidación.

$$C_v = \frac{k(1 + e)}{a_v \gamma_w} = \frac{\delta u}{\delta t}$$



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO
DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MODULO II “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.”

CLAVE CA-026

TEMA

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN CIMENTACIONES

(RCDF) 2004

DEL 11 AL 24 DE MAYO

EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DE 2004

ÍNDICE

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.....	2	5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES....	19
NOTACIÓN.....	2	5.1 Estados límite de falla.....	19
Unidades.....	3	5.1.1 Taludes.....	19
1. INTRODUCCIÓN.....	3	5.1.2 Falla por subpresión en estratos permeables.....	20
2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO.....	3	5.1.3 Estabilidad de excavaciones ademadas.....	20
2.1 Investigación de las colindancias.....	3	5.1.4 Estabilidad de estructuras vecinas.....	21
2.2 Reconocimiento del sitio.....	3	5.2 Estados límite de servicio.....	21
2.3 Exploraciones.....	5	5.2.1 Expansiones instantáneas y diferidas por descarga.....	21
2.4 Determinación de las propiedades en el laboratorio.....	8	5.2.2 Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones.....	21
2.5 Investigación del hundimiento regional.....	9	6. MUROS DE CONTENCIÓN.....	21
3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES.....	9	6.1 Estados límite de falla.....	22
3.1 Acciones de diseño.....	9	6.1.1 Restricciones del movimiento del muro.....	22
3.2 Factores de carga y de resistencia.....	11	6.1.2 Tipo de relleno.....	22
3.3 Cimentaciones someras (zapatas y losas).....	12	6.1.3 Compactación del relleno.....	22
3.3.1 Estados límite de falla.....	12	6.1.4 Base del muro.....	22
3.3.2 Estados límite de servicio.....	13	6.2 Estados límite de servicio.....	22
3.4 Cimentaciones compensadas.....	14	7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	22
3.4.1 Estados límite de falla.....	14	7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones.....	23
3.4.2 Estados límite de servicio.....	14	7.1.1 Cimentaciones someras.....	23
3.4.3 Presiones sobre muros exteriores de la subestructura.....	15	7.1.2 Cimentaciones con pilotes o pilas.....	23
3.5 Cimentaciones con pilotes de fricción.....	15	7.1.2.1 Pilas o pilotes colados en el lugar.....	23
3.5.1 Estados límite de falla.....	15	7.1.2.2 Pilotes hincados a percusión.....	24
3.5.2 Estados límite de servicio.....	16	7.1.2.3 Pruebas de carga en pilotes o pilas.....	25
3.6 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas.....	16	7.2 Excavaciones.....	25
3.6.1 Estados límite de falla.....	16	7.2.1 Consideraciones generales.....	25
3.6.1.1 Capacidad por punta.....	17	7.2.2 Control del flujo de agua.....	25
3.6.1.2 Capacidad por fricción lateral sobre el fuste de pilotes de punta o pilas.....	18	7.2.3 Tablaestacas y muros colados en el lugar.....	25
3.6.2 Estados límite de servicio.....	18	7.2.4 Secuencia de excavación.....	26
3.7 Pruebas de carga en pilotes.....	18	7.2.5 Protección de taludes permanentes.....	26
3.8 Cimentaciones especiales.....	18	8. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN.....	26
4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN.....	18	9. CIMENTACIONES ABANDONADAS.....	26
		10. CIMENTACIONES SOBRE RELLENOS CONTROLADOS.....	27
		11. RECIMENTACIONES.....	27
		12. MEMORIA DE DISEÑO.....	27

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones

NOTACIÓN

A	área del cimiento	N	número entero determinado por tanteo que genere el menor valor de P_c
A'	área efectiva del cimiento	N_c	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N_c = 5.14 (1 + 0.25D_f/B + 0.25B/L)$
A_L	área lateral de un pilote	N_c^*	coeficiente de capacidad de carga, cuyo valor depende de ϕ_u
A_p	área transversal de la pila o del pilote	$N_{máx}, N_{mín}$	coeficientes para el cálculo de N_q^*
B	ancho de la cimentación o diámetro equivalente de la base de los pilotes de punta o pilas	N_q	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$
B'	ancho efectivo de la cimentación	N_q^*	coeficiente de capacidad de carga, cuyo valor depende de ϕ y de la relación L_e/B
C_f	capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción	N_γ	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$
C_p	capacidad de carga de un pilote de punta o pila	n	exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso
c_u	cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU)	P	perímetro de la construcción
D	diámetro del pilote	P_c	fuerza crítica para revisión por pandeo de pilotes de pequeño diámetro
D_f	profundidad de desplante	p_v	presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo
D_r	compacidad relativa	\bar{p}_v	presión vertical efectiva a la profundidad de desplante
E	módulo de elasticidad del pilote	$\Sigma Q F_C$	suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectadas por sus respectivos factores de carga
e	distancia a partir del eje longitudinal del cimiento en la que actúa una resultante excéntrica	$\Sigma q F_C$	suma de las sobrecargas superficiales afectadas por sus respectivos factores de carga
e_o	relación de vacíos inicial	R	capacidad de carga de pilotes de fricción o de grupos de pilotes de este tipo
F_C	factor de carga	V_s	velocidad de propagación de onda de corte
F_R	factor de resistencia, especificado en la sección 3.2	w	peso unitario medio de la estructura
F_{re}	factor que toma en cuenta el efecto de escala para corregir la capacidad por punta de pilotes o pilas de más de 50 cm de diámetro	Z	profundidad del nivel freático bajo el nivel de desplante de la cimentación
G	módulo de rigidez al cortante del suelo	z	profundidad a la que se realiza el cálculo de Δe
f	adherencia lateral media pilote-suelo	α	coeficiente para el cálculo de ϕ
H	espesor de un estrato de suelo	γ	peso volumétrico del suelo
h_c	altura de la construcción	γ'	peso volumétrico sumergido del suelo
h_i	espesor de una capa impermeable	γ_m	peso volumétrico total del suelo
h_w	altura piezométrica en el lecho inferior de una capa impermeable	γ_w	peso volumétrico del agua
I	momento de inercia del pilote		
K	coeficiente de reacción horizontal del suelo		
L	longitud del pilote		
L'	longitud efectiva de la cimentación		
L_e	longitud del pilote o pila empotrada en el estrato resistente		

Δe variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical efectivo Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial

ΔH asentamiento de un estrato de espesor H

Δp incrementos de presión vertical inducidos por la carga superficial

Δz espesores de sub-estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos verticales pueden considerarse uniformes

δ inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical

ξ porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico

ϕ ángulo de fricción interna del material

ϕ_u ángulo de fricción aparente

ϕ^* ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo

UNIDADES

En los estudios para el diseño de cimentaciones, se usará un sistema de unidades coherente, de preferencia el Sistema Internacional (SI). Sin embargo, en este último caso, respetando la práctica común en mecánica de suelos en México, será aceptable usar como unidad de fuerza la tonelada métrica, que se considerará equivalente a 10 kN.

1. INTRODUCCIÓN

Las presentes Normas no son un manual de diseño y por tanto no son exhaustivas. Sólo tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos mínimos definidos en el Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Los aspectos no cubiertos por ellas quedan a criterio del Director Responsable de Obra y, en su caso, del Corresponsable en Seguridad Estructural y serán de su responsabilidad. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan también puede ser aceptable, pero requerirá la aprobación expresa de la Administración.

2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

2.1 Investigación de las colindancias

Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la construcción no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

2.2 Reconocimiento del sitio

Como lo define el Artículo 179 del Título Sexto del Reglamento, para fines de las presentes Normas, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

- a) Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados;
- b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros; y
- c) Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

En la fig. 2.1 se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación anterior.

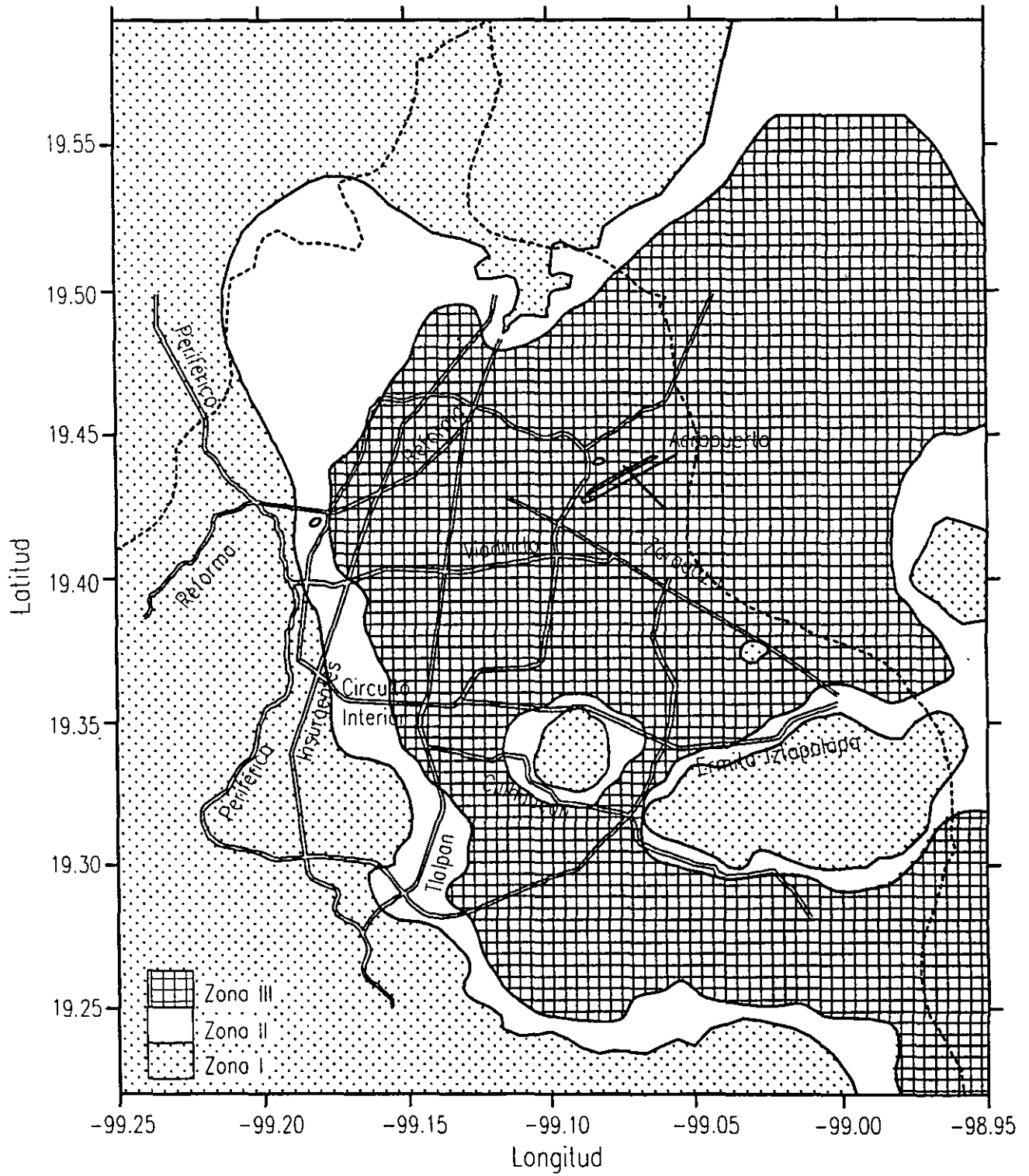


Figura 2.1 Zonificación geotécnica de la ciudad de México

Esta figura solamente podrá usarse para definir la zona a la que pertenece un predio dado en el caso de las construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras definidas en el inciso a de la tabla 2.1. En este caso, los predios ubicados a menos de 200 m de las fronteras entre dos de las zonas se supondrán ubicados en la más desfavorable. En cualquier otro caso, la zona se definirá a partir de exploraciones directas del subsuelo.

La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación y la variación de los mismos en el predio. Además, deberá permitir obtener información suficiente sobre los aspectos siguientes:

- 1) En la zona I se averiguará si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas y, en caso afirmativo, se obtendrá la información requerida para su apropiado tratamiento.

En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas limpias o rellenas con material de baja resistencia, que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debida a variaciones del grado de cementación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas dentro de la lava que pudieran afectar la estabilidad de las cimentaciones. Se tomará en cuenta que, en ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames

basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

- 2) En las zonas II y III, se averiguará la historia de carga del predio y la existencia de cimentaciones antiguas, restos arqueológicos, rellenos superficiales antiguos o recientes, variaciones fuertes de estratigrafía, o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño. Asimismo, en estas zonas se deberá investigar la existencia de grietas en el terreno, principalmente en las áreas de transición rápida entre las zonas I y III que se pueden apreciar en el mapa de la fig. 2.1.

En la zona II, la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre las diversas formaciones así como variaciones importantes en el espesor de los suelos compresibles.

2.3 Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar serán las que se indican en la tabla 2.1. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicados en esta tabla no liberará al Director Responsable de la Obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en la tabla 2.1.

Para la aplicación de la tabla 2.1, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura, w , la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la tabla 2.1) será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los

ABRIL 2001

- sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar en el estrato incompresible y, en su caso, en las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.
- c) Los procedimientos para localizar rellenos artificiales, galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.
- d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:
- 1) Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o compacidad de los materiales superficiales de la zona I y de los estratos resistentes de las zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua y otras propiedades índice. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.
 - 2) Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas.
 - 3) Sondeos consistentes en realizar, en forma continua o selectiva, una determinada prueba de campo, con o sin recuperación de muestras. La prueba podrá consistir en medir:
 - El número de golpes requeridos para lograr, mediante impactos, cierta penetración de un muestreador estándar (prueba SPT) o de un dispositivo mecánico cónico (prueba dinámica de cono).
 - La resistencia a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar (prueba estática de cono o prueba penetrométrica). Al ejecutar este tipo de prueba de campo, deberán respetarse los procedimientos aceptados, en particular en cuanto a la velocidad de penetración, la cual se recomienda sea de 2 cm/s.
 - 4) Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente. Asimismo, se podrán utilizar para obtener muestras en las capas duras de las zonas II y III.
 - 5) Sondeos de percusión o de avance con equipo tricónico o sondeos con variables de perforación controladas, es decir sondeos con registros continuos de la presión en las tuberías o mangueras de la máquina de perforar, de la velocidad de avance, r' torsión aplicada, etc. Serán aceptables identificar tipos de material o descubrir oquedades.
- de penetración, la cual se recomienda sea de 2 cm/s.
- La respuesta esfuerzo-deformación del suelo y la presión límite registradas al provocar en el sondeo la expansión de una cavidad cilíndrica (prueba presiométrica). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable para determinar las características de los suelos firmes de la zona I o de los estratos duros de las zonas II y III.
 - La resistencia al cortante del suelo (prueba de veleta o similar). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable a los suelos blandos de las zonas II y III.
 - La velocidad de propagación de ondas en el suelo. Se podrá recurrir a ensayos de campo para estimar el valor máximo del módulo de rigidez al cortante, G , a partir de la velocidad de propagación de las ondas de corte, V_s , que podrá obtenerse de ensayos geofísicos de campo como los de pozo abajo, pozo arriba, el ensayo de cono sísmico, el de sonda suspendida o el ensayo de pozos cruzados. En este tipo de pruebas es recomendable emplear un inclinómetro para conocer y controlar la posición de los geófor para el registro de vibraciones y la de la fuente emisora de vibraciones.
- Estos sondeos podrán usarse para fines de verificación estratigráfica, con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor. Sus resultados también podrán emplearse para fines de estimación de las propiedades mecánicas de los suelos siempre que se cuente con una calibración precisa y reciente del dispositivo usado y se disponga de correlaciones confiables con resultados de pruebas de laboratorio establecidas o verificadas localmente.

Tabla 2.1 Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo

a) Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen con los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 5 \text{ t/m}^2$ (50 kPa)

Perímetro de la construcción:

$P \leq 80 \text{ m}$ en las zonas I y II; o

$P \leq 120 \text{ m}$ en la zona III

Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5 \text{ m}$

ZONA I

- 1) Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
- 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 8 t/m^2 (80 kPa), el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA II

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 5 t/m^2 (50 kPa), bajo zapatas o de 2 t/m^2 (20 kPa), bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA III

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Pozos a cielo abierto complementados con exploraciones más profundas, por ejemplo con posteadora, para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño de cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 t/m^2 (40 kPa), bajo zapatas o de 1.5 t/m^2 (15 kPa) bajo cimentación a base de losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

b) Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 5 \text{ t/m}^2$ (50 kPa)

Perímetro de la construcción:

$P > 80 \text{ m}$ en las Zonas I y II; o

$P > 120 \text{ m}$ en la Zona III

Profundidad de desplante $D_f > 2.5 \text{ m}$

ZONA I

- 1) Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
- 2) Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

ZONA II

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos, se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

ZONA III

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del medio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

2.4 Determinación de las propiedades en el laboratorio

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos, se harán por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad a esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos de laboratorio aceptados. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje, trayectorias de esfuerzos, y variación de carga que se desea evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de tres pruebas de resistencia y dos de consolidación en cada estrato identificado de interés para el

análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Para determinar en el laboratorio las propiedades dinámicas del suelo, y en particular el módulo de rigidez al cortante, G , y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico, ξ , a diferentes niveles de deformación, podrán emplearse los ensayos de columna resonante o el de péndulo de torsión, el ensaye triaxial cíclico o cíclico torsionante, o el de corte simple cíclico. Los resultados de estos ensayos se interpretarán siguiendo métodos y criterios reconocidos, de acuerdo con el principio de operación de cada uno de los aparatos. En todos los casos, se deberá tener presente que los valores de G y ξ obtenidos están asociados a los niveles de deformación impuestos en cada aparato.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y el control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compacidad relativa.

2.5 Investigación del hundimiento regional

En las zonas II y III, se tomará en cuenta la evolución del proceso de hundimiento regional que afecta a la parte lacustre del Distrito Federal y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto.

En edificaciones de los grupos A y B1 (véase Artículo 148, Cap. I del Título Sexto del Reglamento), la investigación respecto al fenómeno de hundimiento regional deberá hacerse por observación directa de piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos, alejados de cargas, estructuras y excavaciones que alteren el proceso de consolidación natural del subsuelo. En el caso de los bancos de nivel profundos, se deberá garantizar que los efectos de la fricción negativa actuando sobre ellos no afectarán las observaciones.

3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

a) De falla:

- 1) Flotación;
- 2) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación; y
- 3) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá, de acuerdo con los Artículos 167 y 182 del Reglamento, en comparar para cada elemento de la cimentación, y para ésta en su conjunto, la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales o se determinará con pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación se calculará a partir de la resistencia media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla correspondiente al mecanismo más crítico. En el cálculo se tomará en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación y entre ésta y las cimentaciones vecinas.

Cuando en el subsuelo del sitio o en su vecindad existan rellenos sueltos, galerías, grietas u otras oquedades, éstos deberán tratarse apropiadamente o bien considerarse en el análisis de estabilidad de la cimentación.

b) De servicio:

- 1) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante;
- 2) Inclinación media de la construcción, y
- 3) Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas.

En cada uno de los movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá garantizar que no se causarán daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las construcciones vecinas ni a los servicios públicos.

Se prestará gran atención a la compatibilidad a corto y largo plazo del tipo de cimentación seleccionado con el de las estructuras vecinas.

La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la tabla 3.1.

3.1 Acciones de diseño

De acuerdo con el Artículo 162 del Reglamento, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

a) Primer tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables (Artículo 160) incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea. Entre las acciones permanentes se incluirán el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, incluyendo la fricción negativa, el peso de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, incluyendo el agua en su caso, los empujes laterales sobre dichos elementos y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

Tabla 3.1 Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación¹

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)

Concepto	Límite
En la zona I:	
Valor medio en el área ocupada por la construcción:	
Asentamiento: Construcciones aisladas	5 cm ⁽²⁾
Construcciones colindantes	2.5 cm
En las zonas II y III:	
Valor medio en el área ocupada por la construcción:	
Asentamiento: Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾
Construcciones colindantes	15 cm
Emersión	30 cm ⁽²⁾
Velocidad del componente diferido	1 cm/semana

b) Inclinación media de la construcción

Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100/(100 + 3h_c)$ por ciento	h_c = altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal

c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas

Tipo de estructuras	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.004
Muros de carga de tabique de barro o bloque de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.001
		Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros.
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

¹ Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el Artículo 182 del Reglamento.

² En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.

b) Segundo tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con este tipo de combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura se obtendrá como resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la cimentación, la fijación de la magnitud de todas las acciones pertinentes y de su distribución será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la superestructura y de la cimentación. Se estimarán con especial cuidado las concentraciones de carga que pueden generar en ciertas partes específicas de la cimentación los elementos más pesados de la estructura (salientes, muros de fachada, cisternas, etc) y que son susceptibles de inducir fallas locales o generales del suelo.

Congruentemente con lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo respecto a efectos bidireccionales, para la revisión de los estados límite de falla de una cimentación bajo este tipo de sollicitación, se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100 por ciento del sismo en una dirección y 30 por ciento en la dirección perpendicular a ella, con los signos que para cada concepto resulten desfavorables y se repetirá este procedimiento en la otra dirección.

Para una evaluación más precisa de las acciones accidentales por sismo a nivel de la cimentación, será válido apoyarse en un análisis de interacción dinámica suelo-estructura recurriendo a métodos analíticos o numéricos aceptados para este fin. Se podrá usar en particular el método de la sección A.6 del Apéndice Normativo A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Además de las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Acciones y Criterios para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

En el caso de cimentaciones profundas construidas en las zonas II y III o en rellenos compresibles de la zona I se incluirá entre las acciones permanentes la fricción negativa que puede desarrollarse en el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno circundante. Al estimar esta acción, se tomará en cuenta que:

- 1) El esfuerzo cortante que se desarrolla en el contacto entre el suelo y el fuste del pilote (o pila), o en la envolvente de un grupo de pilotes, por fricción negativa

no puede en principio ser mayor que la resistencia al corte del suelo determinada en prueba triaxial no consolidada-drenada bajo presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo *in situ*.

- 2) El esfuerzo cortante máximo anterior solamente puede desarrollarse si el suelo alcanza la deformación angular límite.
- 3) La fricción negativa desarrollada en un pilote o subgrupo de ellos en el interior de un grupo de pilotes no puede ser mayor que el peso del suelo correspondiente al área tributaria del o de los elementos considerados.
- 4) Los esfuerzos de descarga inducidos en el suelo por la fricción negativa considerada en determinado análisis no pueden ser mayores que los que resulten suficientes para detener el proceso de consolidación que la origina.

Quando se considere que la fricción negativa pueda ser de importancia, deberá realizarse una modelación explícita, analítica o numérica, del fenómeno que permita tomar en cuenta los factores anteriores y cuantificar sus efectos. En esta modelación se adoptarán hipótesis conservadoras en cuanto a la evolución previsible de la consolidación del subsuelo.

Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño el cortante en la base de la estructura y los momentos de volteo debidos tanto a excentricidad de cargas verticales respecto al centroide del área de cimentación como a sollicitaciones horizontales.

3.2 Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga, F_C , que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en el Artículo 165 del Reglamento. Para estados límite de servicio, el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicará un factor de carga de 1.1 al peso propio del suelo y a los empujes laterales de éste. La acción de la subpresión y de la fricción negativa se tomará con un factor de carga unitario.

Los factores de resistencia, F_R , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

- a) $F_R = 0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente; y

b) $F_R = 0.70$ para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

3.3 Cimentaciones someras (zapatas y losas)

3.3.1 Estados límite de falla

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente uniformes se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < c_u N_c F_R + p_v \quad (3.1)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\frac{\Sigma Q F}{A} < \left[\bar{p}_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v \quad (3.2)$$

donde

$\Sigma Q F_C$ es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga;

A es el área del cimientado;

p_v es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo;

\bar{p}_v es la presión vertical efectiva a la misma profundidad;

γ es el peso volumétrico del suelo;

c_u es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU);

B es el ancho de la cimentación;

N_c es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L) \quad (3.3)$$

para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$;

donde D_f es la profundidad de desplante y L la longitud del cimientado; en caso de que D_f/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1, respectivamente;

N_q es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (3.4)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante. El coeficiente N_q se multiplicará por: $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para cimientos circulares o cuadrados;

N_γ es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi \quad (3.5)$$

El coeficiente N_γ se multiplicará por $1 - 0.4(B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados; y

F_R es el factor de resistencia especificado en la sección 3.2.

También podrá utilizarse como alternativa a las ecuaciones 3.1 ó 3.2 una expresión basada en los resultados de pruebas de campo, respaldada por evidencias experimentales.

Además, al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

a) El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \text{Ang} \tan (\alpha \tan \phi^*) \quad (3.6)$$

donde ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo. Esta prueba deberá considerar la posibilidad de que el suelo pierda parte de su resistencia.

Para suelos arenosos con compacidad relativa D_r menor de 67 por ciento, el coeficiente α será igual a $0.67 + D_r - 0.75 D_r^2$. Para suelos con compacidad mayor que el límite indicado, α será igual a 1.

b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del nivel freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ec. 3.2 será:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B) (\gamma_m - \gamma')$$

donde

γ' es el peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades Z y $(B/2) \tan(45^\circ + \phi/2)$; y

γ_m es el peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático.

- c) En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \quad (3.8)$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva. Cuando se presente doble excentricidad (alrededor de los ejes X y Y), se tomarán las dimensiones reducidas en forma simultánea, y el área efectiva del cimiento será $A' = B' L'$.

Para tomar en cuenta, en su caso, la fuerza cortante al nivel de la cimentación se multiplicarán los coeficientes N_q y N_c de las ecs. 3.1 y 3.2 por $(1 - \tan \delta)^2$, donde δ es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical.

- d) En el caso de cimentaciones sobre un estrato de suelo uniforme de espesor H bajo el nivel de desplante y apoyado sobre un estrato blando; se seguirá el criterio siguiente:

- 1) Si $H \geq 3.5 B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga.
- 2) Si $3.5 B > H \geq 1.5 B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B+H$.
- 3) Si $H < 1.5 B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a:

$$B [1 + 2/3 (H/B)^2] \quad (3.9)$$

- 4) En el caso de cimientos rectangulares se aplicará a la dimensión longitudinal un criterio análogo al anterior.
- e) En el caso de cimentaciones sobre taludes se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes serán afectados por el factor de resistencia especificado en el inciso 3.2.a.

- f) En el caso de cimentaciones desplantadas en un subsuelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general en un medio homogéneo implícito en las ecs. 3.1 y 3.2, se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos. En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistente serán afectados por el factor de resistencia que señala el inciso 3.2.a.

- g) No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por generación de presión de poro o deformaciones volumétricas importantes bajo solicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia o cambios volumétricos ocasionados por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecs. 3.1 y 3.2 deberá tomarse igual a la mitad del admisible para condiciones estáticas, a menos que se demuestre a satisfacción de la Administración, a partir de ensayos de laboratorio en muestras de suelo representativas, que es aplicable otro valor.

- h) En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, éstas se considerarán en el cálculo de capacidad de carga. En su caso, deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas:

- 1) Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.;
- 2) Demolición o refuerzo de bóvedas; y/o
- 3) Desplante bajo el piso de las cavidades.

3.3.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Para suelos granulares, se tomará en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá desprestigiar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la

cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo generados por la segunda combinación de acciones se calcularán cuando proceda, como se indica en el Artículo 174 del Reglamento. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta z \quad (3.10)$$

donde

ΔH es el asentamiento de un estrato de espesor H ;

e_0 es la relación de vacíos inicial;

Δe es la variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad; y

Δz son los espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en distintos puntos dentro y fuera del área cargada.

3.4 Cimentaciones compensadas

Se entiende por cimentaciones compensadas aquéllas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobre-compensada, respectivamente.

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de

servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta, incluyendo el peso de la subestructura, más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada por un factor de carga unitario. El cálculo anterior deberá realizarse con precisión tomando en cuenta que los asentamientos son muy sensibles a pequeños incrementos de la carga neta. Además, en esta evaluación, deberán tomarse en cuenta los cambios posibles de materiales de construcción, de solución arquitectónica o de usos de la construcción susceptibles de modificar significativamente en el futuro dicha carga neta. Cuando la incertidumbre al respecto sea alta, la cimentación compensada deberá considerarse como poco confiable y deberá aplicarse un factor de carga mayor que la unidad, cuidando al mismo tiempo que no pueda presentarse una sobre-compensación excesiva, o adoptarse otro sistema de cimentación.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de esta deberá sumarse al de la subestructura, a menos que dicho espacio se rellene con material ligero no saturable que garantice la permanencia del efecto de flotación.

3.4.1 Estados límite de falla

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala la sección 3.3.1. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. De ser necesario, se lastrará la construcción o se instalarán válvulas de alivio o dispositivos semejantes que garanticen que no se pueda producir la flotación. En la revisión por flotación, se considerará una posición conservadora del nivel freático.

Se prestará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el sismo.

3.4.2 Estados límite de servicio.

Para este tipo de cimentación se calcularán:

- Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación.
- Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo la segunda combinación de acciones. Se tomará en cuenta las deformaciones permanentes tienden a ser críticas para cimentaciones con escaso margen de seguridad contra falla local o general y que los suelos arcillosos tienden a presentar deformaciones permanentes significativas cuando bajo la combinación carga estática-carga sísmica cíclica se

alcanza un esfuerzo cortante que represente un porcentaje superior al 90 por ciento de su resistencia estática no-drenada.

- c) Los movimientos diferidos debidos al incremento o decremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada en la sección 3.3.2. El cálculo de los movimientos diferidos se llevará a cabo en la forma indicada en dicho inciso tomando en cuenta, además, la interacción con el hundimiento regional. Se tomará en cuenta que las cimentaciones sobre-compensadas en la zona lacustre tienden a presentar una emersión aparente mucho mayor y más prolongada en el tiempo que la atribuible a las deformaciones elásticas y a los cambios volumétricos inducidos por la descarga. Lo anterior es consecuencia de la interacción entre la descarga y el hundimiento regional cuya velocidad disminuye localmente al encontrarse el suelo preconsolidado por efecto de la descarga. En la zona III y en presencia de consolidación regional la sobre-compensación no será superior a 1.5 t/m^2 (15 kPa) a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

En el diseño y construcción de estas cimentaciones deberá tenerse presente que los resultados obtenidos dependerán en gran medida de la técnica empleada en la realización de la excavación (Capítulo 5).

3.4.3 Presiones sobre muros exteriores de la subestructura

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y del suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos vecinos. La presión horizontal efectiva transmitida por el terreno en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 50 por ciento de la presión vertical efectiva actuante a la misma profundidad, salvo para rellenos compactados contra muros, caso en el que se considerará por lo menos 70 por ciento de la presión vertical. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecargas podrán estimarse por medio de la teoría de la elasticidad. En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmiten dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas no se desarrolle fricción que pueda dañar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

3.5 Cimentaciones con pilotes de fricción

Los pilotes de fricción son aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral. En suelos blandos, se usan comúnmente como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensada para reducir asentamientos, transfiriendo parte de la carga a los estratos más profundos (diseño en términos de deformaciones). En este caso, los pilotes no tienen generalmente la capacidad para soportar por sí solos el peso de la construcción y trabajan al límite en condiciones estáticas, por lo que no pueden contribuir a tomar sollicitaciones accidentales e inclusive pueden, de acuerdo con la experiencia, perder una parte importante de su capacidad de carga en condiciones sísmicas, por lo que resulta prudente ignorar su contribución a la capacidad de carga global. Opcionalmente, los pilotes de fricción pueden usarse para soportar el peso total de la estructura y asegurar su estabilidad (diseño en términos de capacidad de carga). En este último caso, en suelos blandos en proceso de consolidación como los de las zonas II y III, la losa puede despegarse del suelo de apoyo por lo que resulta prudente considerar que no contribuye a la capacidad de carga global.

En ambos casos, se verificará que la cimentación no exceda los estados límites de falla y de servicio.

3.5.1 Estados límite de falla

De acuerdo con el tipo de diseño adoptado, la revisión de los estados límite de falla podrá consistir en verificar que resulta suficiente para asegurar la estabilidad de la construcción alguna de las capacidades de carga siguientes:

- a) Capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación.

Despreciando la capacidad de los pilotes, se verificará entonces el cumplimiento de la desigualdad 3.1 ó 3.2, de la sección 3.3, según el caso.

Si se adopta este tipo de revisión, la losa o las zapatas y las contrarabes deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ec. 3.12 con un factor de resistencia F_R igual a 1.0.

- b) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción

Despreciando la capacidad del sistema suelo-losa, se verificará entonces para cada pilote individual, para cada uno de los diversos subgrupos de pilotes y para la cimentación en su conjunto, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\Sigma QF_C < R \quad (3.11)$$

donde

ΣQF_C es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada de su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

R es la capacidad de carga que se considerará igual a:

- 1) Para la revisión de cada pilote individual: a la capacidad de carga de punta del pilote más la capacidad de adherencia del pilote considerado;
- 2) Para la revisión de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación: a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del subgrupo de pilotes; y
- 3) Para la revisión de la cimentación en su conjunto: a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

La capacidad de carga por punta de los pilotes individuales se calculará mediante las ecs. 3.13 ó 3.14, con un factor de resistencia, F_R , igual a 0.7.

Si se adopta este tipo de revisión, los pilotes deberán tener la capacidad de absorber la fuerza cortante por sismo al nivel de la cabeza de los pilotes sin tomar en cuenta la adherencia suelo-losa o suelo-zapatillas. Cuando la losa esté desplantada a profundidad, se podrá considerar el efecto del empuje en reposo como se indica en la sección 3.4.3.

En la revisión de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas, las cargas recibidas por los distintos pilotes individuales o subgrupos de pilotes se estimarán con base en la teoría de la elasticidad o a partir de un estudio explícito de interacción suelo-estructura. Se despreciará la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión, C_f , se calculará como:

$$C_f = A_L f F_R \quad (3.12)$$

donde

A_L es el área lateral del pilote;

f es la adherencia lateral media pilote-suelo; y

F_R se tomará igual a 0.7.

Para los suelos cohesivos blandos de las zonas II y III la adherencia pilote-suelo se considerará igual a la cohesión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas.

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la ec. 3.12 considerando el grupo o los subgrupos como pilas de geometría igual a la envolvente del grupo o subgrupo.

3.5.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán en cuenta las excentricidades de carga.

Como se indica en el Artículo 174 del Reglamento, deberá revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorios mismos de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos no resulten excesivos. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas. En estas determinaciones, se tomará en cuenta el efecto restrictivo de los pilotes.

3.6 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas

Los pilotes de punta son los que transmiten la mayor parte de la carga a un estrato resistente por medio de su punta. Generalmente, se llama pilas a los elementos de más de 80 cm de diámetro colados en perforación previa.

3.6.1 Estados límite de falla

Se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad 3.11 para las

distintas combinaciones de acciones verticales consideradas según las secciones 3.6.1.1 y 3.6.1.2.

3.6.1.1 Capacidad por punta

La capacidad de carga de un pilote de punta o pila, C_p , se calculará de preferencia a partir de los resultados de pruebas de campo calibradas mediante pruebas de carga realizadas sobre los propios pilotes (sección 3.7). En las situaciones en las que se cuente con suficientes resultados de pruebas de laboratorio realizadas sobre muestras de buena calidad y que exista evidencia de que la capa de apoyo sea homogénea, la capacidad de carga podrá estimarse como sigue:

a) Para suelos cohesivos

$$C_p = (c_u N_c^* F_R + p_v) A_p \quad (3.13)$$

b) Para suelos friccionantes

$$C_p = (\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v) A_p \quad (3.14)$$

donde

A_p es el área transversal de la pila o del pilote;

p_v es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes;

\bar{p}_v es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes;

c_u es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU); y

N_c^* es el coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Coeficiente N_c^*

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

ϕ_u es el ángulo de fricción aparente;

N_q^* es el coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q^* = N_{\min} + L_e \frac{N_{\max} - N_{\min}}{4B \tan(45^\circ + \phi/2)} \quad (3.15)$$

cuando $L_e/B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$; o bien

$$N_q^* = N_{\max} \quad (3.16)$$

cuando $L_e/B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$

Tabla 3.3 Valor de N_{\max} y N_{\min} para el cálculo de N_q^*

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_{\max}	12.5	26	55	132	350	1000
N_{\min}	7	11.5	20	39	78	130

L_e es la longitud del pilote o pila empotrada en el estrato resistente;

B es el ancho o diámetro equivalente de los pilotes;

ϕ es el ángulo de fricción interna, con la definición del inciso 3.3.1.a; y

F_R se tomará igual a 0.35.

La capacidad de carga considerada no deberá rebasar la capacidad intrínseca del pilote o pila calculada con la resistencia admisible del material constitutivo del elemento.

En el caso de pilotes o pilas de más de 50 cm de diámetro, la capacidad calculada a partir de resultados de pruebas de campo o mediante las ecs. 3.13 ó 3.14, deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

a) Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor

$$F_{re} = \left(\frac{B + 0.5}{2B} \right)^n \quad (3.17)$$

donde

B es el diámetro de la base del pilote o pila ($B > 0.5$ m); y

n es un exponente igual a 0 para suelo suelto, 1 para suelo medianamente denso y 2 para suelo denso.

b) Para pilotes hincados en suelos cohesivos firmes fisurados, multiplicar por el mismo factor de la ec. 3.17 con exponente $n=1$. Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo, multiplicar por:

$$F_{re} = \frac{B + 1}{2B + 1} \quad (3.18)$$

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación a base de pilotes de punta deberá despreciarse en todos los casos.

Cuando existá un estrato blando debajo de la capa de apoyo de un pilote de punta o pila, deberá verificarse que el espesor H de suelo resistente es suficiente en comparación

con el ancho o diámetro B del elemento de cimentación. Se seguirá el criterio siguiente:

- 1) Si $H \geq 3.5B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga;
- 2) Si $3.5B > H \geq 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B + H$; y
- 3) Si $H < 1.5B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a:

$$B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \right] \quad (3.19)$$

El criterio anterior se aplicará también a grupos de pilotes.

3.6.1.2 Capacidad por fricción lateral sobre el fuste de pilotes de punta o pilas.

En las zonas II y III, y en cualquier situación en la que pueda eventualmente desarrollarse fricción negativa, no deberá considerarse ninguna contribución de la fricción lateral a la capacidad de carga de los pilotes de punta o pilas. En suelos firmes de la zona I, se podrá agregar a la capacidad de punta una resistencia por fricción calculada mediante la ec. 3.12, en la que la adherencia considerada no deberá ser mayor que el esfuerzo vertical actuante en el suelo al nivel considerado multiplicado por un factor de 0.3, y afectado con un factor de resistencia de 0.7.

Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para soportar los esfuerzos inducidos por los pilotes o pilas sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de estos elementos para transmitir dichas solicitaciones horizontales.

3.6.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes o pilas bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidas, incluyendo, en su caso, la fricción negativa, y la de los estratos localizados bajo del nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

3.7 Pruebas de carga en pilotes

Las estimaciones de la capacidad de carga de pilotes de fricción o de punta basadas en pruebas de campo o en cálculos analíticos se verificarán mediante pruebas de carga cuando exista incertidumbre excesiva sobre las propiedades

de los suelos involucrados y la edificación sea de los grupos A o B1. Los pilotes ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada. En las zonas II y III, la prueba se realizará al menos dos meses después de la hinca, con el objeto de permitir la disipación del exceso de presión de poro que se induce al instalar los pilotes y la recuperación de la resistencia del suelo en su estado natural por efectos tixotrópicos. En pruebas de pilotes de punta, deberá aislarse la punta del fuste para medir en forma separada la fricción o adherencia lateral, o bien instrumentarse la punta para medir la carga en la punta. Podrán hacerse pruebas de campo en pilotes de sección menor que la del prototipo y extrapolar el resultado mediante las ecs. 3.17 a 3.19.

3.8 Cimentaciones especiales

Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, deberá solicitarse la aprobación expresa de la Administración. Para ello se presentarán los resultados de los estudios y ensayos a que se hubieran sometido dichos dispositivos. Los sistemas propuestos deberán proporcionar una seguridad equivalente a la de las cimentaciones tradicionales calculadas de acuerdo con las presentes Normas, en particular ante solicitaciones sísmicas.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes, etc.) requeridos para el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señalada en la sección 3.1.

Los esfuerzos o deformaciones en las fronteras suelo-estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, deberán evaluarse tomando en cuenta la rigidez y la resistencia de la estructura y de los suelos de apoyo.

Las presiones de contacto consideradas deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura-superestructura. Para determinar distribuciones de este tipo, será aceptable suponer que el medio es elástico y continuo y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Será aceptable cualquier distribución que satisfaga las condiciones siguientes:

- a) Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura;

- b) Que los hundimientos diferenciales inmediatos más diferidos con las presiones de contacto consideradas sean aceptables en términos de las presentes Normas (tabla 3.1); y
- c) Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura-superestructura sean aceptables en términos de las presentes Normas.

La distribución de esfuerzos de contacto podrá determinarse para las diferentes combinaciones de sollicitaciones a corto y largo plazos, con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras o mediante estudios explícitos de interacción suelo-estructura.

Los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder soportar los esfuerzos resultantes de las acciones verticales y horizontales consideradas en el diseño de la cimentación y los que se presenten durante el proceso de transporte, izaje e hinca. Los pilotes deberán poder soportar estructuralmente la carga que corresponde a su capacidad de carga última con factor de resistencia unitario.

Los pilotes de concreto deberán cumplir con lo estipulado en el Reglamento y en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Los pilotes de acero deberán protegerse contra corrosión al menos en el tramo comprendido entre la cabeza y la máxima profundidad a la que, se estime, pueda descender el nivel freático.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta en las zonas II y III, se tomará en cuenta que, por la consolidación regional, los pilotes pueden perder el confinamiento lateral en su parte superior en una altura igual a la magnitud de la consolidación regional entre la punta del pilote y su parte superior. La subestructura deberá diseñarse para trabajar estructuralmente tanto con soporte del suelo como sin él es decir, en este último caso, apoyada solamente en los pilotes.

5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite:

- a) De falla: colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de ademado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías.

- b) De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se desplanten en el sitio.

Para realizar la excavación, se podrán usar pozos de bombeo con objeto de reducir las filtraciones y mejorar la estabilidad. Sin embargo, la duración del bombeo deberá ser tan corta como sea posible y se tomarán las precauciones necesarias para que sus efectos queden prácticamente circunscritos al área de trabajo. En este caso, para la evaluación de los estados límite de servicio a considerar en el diseño de la excavación, se tomarán en cuenta los movimientos del terreno debidos al bombeo.

Los análisis de estabilidad se realizarán con base en las acciones aplicables señaladas en las Normas correspondientes, considerándose las sobrecargas que puedan actuar en la vía pública y otras zonas próximas a la excavación.

5.1 Estados límite de falla

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de la misma. El factor de resistencia será de 0.6; sin embargo, si la falla de los taludes, ademes o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a excavaciones temporales será de 1.5 t/m^2 (15 kPa) con factor de carga unitario.

5.1.1 Taludes

La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de las condiciones de presión del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas u otras discontinuidades. Se tomará en cuenta que la cohesión de los materiales arcillosos tiende a disminuir con el tiempo, en una proporción que puede alcanzar 30 por ciento en un plazo de un mes.

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles tomando en cuenta en su caso las discontinuidades del suelo. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. También se

considerarán mecanismos de extrusión de estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes. Al evaluar estos últimos mecanismos se tomará en cuenta que la resistencia de la arcilla puede alcanzar su valor residual.

Se prestará especial atención a la estabilidad a largo plazo de excavaciones o cortes permanentes que se realicen en el predio de interés, especialmente en la zona I. Se tomarán las precauciones necesarias para que estos cortes no limiten las posibilidades de construcción en los predios vecinos, no presenten peligro de falla local o general ni puedan sufrir alteraciones en su geometría por intemperización y erosión, que puedan afectar a la propia construcción, a las construcciones vecinas o a los servicios públicos. Además del análisis de estabilidad, el estudio geotécnico deberá incluir en su caso una justificación detallada de las técnicas de estabilización y protección de los cortes propuestas y del procedimiento constructivo especificado (sección 7.2.5).

5.1.2 Falla por subpresión en estratos permeables

En el caso de excavaciones en suelos sin cohesión, se analizará en su caso la estabilidad del fondo de la excavación por flujo del agua. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Cuando una excavación se realice en una capa impermeable, la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, deberá considerarse que la presión del agua en este estrato puede levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo h_i del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a:

$$h_i > \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w \quad (5.1)$$

donde

h_w es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable;

γ_w es el peso volumétrico del agua; y

γ_m es el peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor h_i resulte insuficiente para asegurar la estabilidad con un amplio margen de seguridad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de bombeo.

5.1.3 Estabilidad de excavaciones además

En caso de usarse para soportar las paredes de la excavación, elementos estructurales como tablaestacas o muros colados en el lugar, se revisará la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluirá el elemento, por falla de fondo, y por falla estructural de los troqueles o de los elementos que éstos soportan.

La revisión de la estabilidad general se realizará por un método de análisis límite. Se evaluará el empotramiento y el momento resistente mínimo del elemento estructural requeridos para garantizar la estabilidad.

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$p_v + \Sigma q F_C < c_u N_c F_R \quad (5.2)$$

donde

c_u es la cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no-consolidadas no-drenadas (UU);

N_c es el coeficiente de capacidad de carga definido en la sección 3.3.1 y que depende de la geometría de la excavación. En este caso, B será el ancho de la excavación, L su longitud y D su profundidad. Se tomará en cuenta además que este coeficiente puede ser afectado por el procedimiento constructivo;

p_v es la presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación;

$\Sigma q F_C$ son las sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga; y

F_R se tomará igual a 0.7.

Los empujes a los que se encuentran sometidos los puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones determinada de acuerdo con la experiencia local. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, de su grado de fisuramiento y de su reducción de resistencia con el tiempo. Cuando el nivel freático exista a poca profundidad, los empujes considerados sobre los troqueles serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los troqueles también deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tráfico en la vía pública, al equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el período de construcción, afectadas de un factor de carga de 1.1. En el caso de troqueles precargados, se tomará en cuenta que la precarga aplicada inicialmente puede variar considerablemente con el tiempo por relajación y por efecto de variaciones de temperatura.

Los elementos de soporte deberán diseñarse estructuralmente para resistir las acciones de los empujes y las reacciones de los troqueles y de su apoyo en el suelo bajo el fondo de la excavación.

5.1.4 Estabilidad de estructuras vecinas

De ser necesario, las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse o recimentarse. El soporte requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.

En caso de usar anclas temporales para el soporte de ademes deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las cimentaciones vecinas y/o servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse con el objetivo de asegurar su funcionamiento como elemento de anclaje. El análisis de las anclas deberá considerar la posibilidad de falla por resistencia del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor-lechada, de la adherencia lechada-terreno y de la capacidad de carga del terreno en el brocal del ancla. La instalación de anclas deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de las mismas, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto. Los anclajes temporales instalados en terrenos agresivos podrán requerir una protección especial contra corrosión.

5.2 Estados límite de servicio

Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se construye.

5.2.1 Expansiones instantáneas y diferidas por descarga

Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ec. 4.10 a partir de los decrementos de esfuerzo vertical calculados aplicando también la teoría de la elasticidad.

En el caso de excavaciones ademadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles o efectuando la excavación en zanjas de dimensiones en planta reducidas.

5.2.2 Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

En el caso de cortes ademados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Para la estimación de los movimientos horizontales y verticales inducidos por excavaciones ademadas en las áreas vecinas, deberá recurrirse a una modelación analítica o numérica que tome en cuenta explícitamente el procedimiento constructivo. Estos movimientos deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales en caso necesario.

6. MUROS DE CONTENCIÓN

Las presentes Normas se aplicarán a los muros de gravedad (de mampostería, de piezas naturales o artificiales, o de concreto simple), cuya estabilidad se debe a su peso propio, así como a los muros de concreto reforzado, con o sin anclas o contrafuertes, y que utilizan la acción de voladizo para retener la masa de suelo.

Los muros de contención exteriores construidos para dar estabilidad a desniveles del terreno, deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límite de falla: volteo, desplazamiento del muro, falla de la cimentación del mismo o del talud que lo soporta, o bien rotura estructural. Además, se revisarán los estados límite de servicio, como asentamiento, giro o deformación excesiva del muro. Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de relleno y el método de colocación del mismo.

Los muros incluirán un sistema de drenaje adecuado que impida el desarrollo de empujes superiores a los de diseño por efecto de presión del agua. Para ello, los muros de contención deberán siempre dotarse de un filtro colocado atrás del muro con lloraderos y/o tubos perforados. Este dispositivo deberá diseñarse para evitar el arrastre de materiales provenientes del relleno y para garantizar una conducción eficiente del agua infiltrada, sin generación de presiones de agua significativas. Se tomará en cuenta que, aún con un sistema de drenaje, el efecto de las fuerzas de filtración sobre el empuje recibido por el muro puede ser significativo.

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se considerarán por unidad de longitud. Las acciones a tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo de relleno, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración en su caso, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas. Los empujes desarrollados en condiciones

sísmicas se evaluarán en la forma indicada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

6.1 Estados límite de falla

Los estados límite de falla a considerar para un muro serán la rotura estructural, el volteo, la falla por capacidad de carga, deslizamiento horizontal de la base del mismo bajo el efecto del empuje del suelo y, en su caso, la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro.

Para combinaciones de carga clasificadas en la fracción I del Artículo 162 del Reglamento, en la revisión del muro al volteo los momentos motores serán afectados de un factor de carga de 1.4 y los momentos resistentes de un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento y de la estabilidad general del talud. Los momentos o fuerzas motores se afectarán de un factor de 1.4 y las resistentes de un factor de resistencia de 0.9.

Para combinaciones de carga clasificadas en la fracción II del Artículo 162 del Reglamento, en la revisión del muro al volteo, los momentos motores serán afectados de un factor de carga de 1.1 y los momentos resistentes de un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento y de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motores se afectarán de un factor de 1.1 y las resistentes de un factor de resistencia de 0.9.

Para muros de menos de 6 m de altura, será aceptable estimar los empujes actuantes en forma simplificada con base en el método semi-empírico de Terzaghi, siempre que se satisfagan los requisitos de drenaje. En caso de existir una sobrecarga uniformemente repartida sobre el relleno, esta carga adicional se podrá incluir como peso equivalente de material de relleno.

En el caso de muros que excedan la altura especificada en el párrafo anterior, se realizará un estudio de estabilidad detallado, tomando en cuenta los aspectos que se indican a continuación:

6.1.1 Restricciones del movimiento del muro

Los empujes sobre muros de retención podrán considerarse de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base. En caso contrario y en particular cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contacto con rellenos, los empujes considerados deberán ser por lo menos los del suelo en estado de reposo más los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos.

6.1.2 Tipo de relleno

Los rellenos no incluirán materiales degradables ni excesivamente compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las instalaciones estructurales alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.

6.1.3 Compactación del relleno

Para especificar y controlar en el campo la compactación por capas de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar, debiéndose vigilar el espesor y contenido de agua de las capas colocadas. En el caso de materiales no cohesivos, el control se basará en el concepto de compacidad relativa. Estos rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño.

6.1.4 Base del muro

La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y abajo de la zona de cambios volumétricos estacionales. La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo que puede movilizarse frente al pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá pilotear el muro o profundizar o ampliar la base del mismo.

La capacidad de carga en la base del muro se podrá revisar por los métodos indicados en las presentes Normas para cimentaciones superficiales.

6.2 Estados límite de servicio

Cuando el suelo de cimentación sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo. Se recurrirá a los métodos aplicables a cimentaciones superficiales.

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Como parte del estudio de mecánica de suelos, deberá definirse un procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la integridad de los elementos de cimentación y la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas y a los servicios públicos

por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

Cualquier cambio significativo que se pretenda introducir en el procedimiento de construcción especificado en el estudio geotécnico deberá analizarse con base en la información contenida en dicho estudio o en un estudio complementario si éste resulta necesario.

7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones

7.1.1 Cimentaciones someras

El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos. Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remodelo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar el concreto o el acero. Asimismo, durante el colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad. Se prestará especial atención a la protección de los pilotes en la parte oriente de la zona III del Distrito Federal donde el subsuelo presenta una alta salinidad.

7.1.2 Cimentaciones con pilotes o pilas

La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar la integridad de estos elementos y que no se ocasionen daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cada pilote, sus tramos y las juntas entre estos, en su caso, deberán diseñarse y realizarse de modo tal que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

Los pilotes de pequeño diámetro deberán revisarse por pandeo verificando que la fuerza axial a la que se encontrarán sometidos, con su respectivo factor de carga, no rebasará la fuerza crítica P_c definida por:

$$P_c = F_R \left(\frac{N^2 \pi^2 E I}{4 L^2} + \frac{4 K D L^2}{N^2 \pi^2} \right) \quad (7.1)$$

donde

K es el coeficiente de reacción horizontal del suelo;

D es el diámetro del pilote;

E es el módulo de elasticidad del pilote;

I es el momento de inercia del pilote;

N es el número entero determinado por tanteo que genere el menor valor de P_c ;

L es la longitud del pilote; y

F_R se tomará igual a 0.35.

7.1.2.1 Pilas o pilotes colados en el lugar

Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio de mecánica de suelos deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla con lodo común o bentonítico o con ademe. Antes del colado, se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de perforación y de colado, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

Cuando la construcción de una cimentación requiera del uso de lodo bentonítico, el constructor no podrá verterlo en el drenaje urbano, por lo que deberá destinar un área para recolectar dicho lodo después de usarlo y transportarlo a algún tiradero ex profeso.

Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana), la perforación de la misma se hará verticalmente en los primeros 20 cm para después formar con la horizontal un ángulo de 60 grados: el peralte de la campana será por lo menos de 50 cm. No deben construirse campanas bajo agua, ya que los sistemas empleados para esta operación no garantizan la colocación de concreto sano en esta zona que es donde se desarrollará la capacidad de carga.

Otros aspectos a los que deberá prestarse atención son el método y equipo para la eliminación de azolves, la duración del colado, así como el recubrimiento y la separación

mínima del acero de refuerzo con relación al tamaño del agregado.

Para desplantar la cimentación sobre el concreto sano de la pila, se deberá dejar en la parte superior una longitud extra de concreto, equivalente al 90 por ciento del diámetro de la misma; este concreto, que acarrea las impurezas durante el proceso de colado, podrá ser removido con equipo neumático hasta 20 cm arriba de la cota de desplante de la cimentación; estos últimos 20 cm se deberán quitar en forma manual procurando que la herramienta de ataque no produzca fisuras en el concreto que recibirá la cimentación.

En el caso de pilas coladas en seco, la longitud adicional podrá ser de 50 por ciento del diámetro de las mismas, evitando remover el concreto de esta parte en estado fresco con el propósito de que el "sangrado" del concreto se efectúe en dicha zona. Esta parte se demolerá siguiendo los lineamientos indicados en el punto anterior.

En cualquier tipo de pila, será necesario construir un brocal antes de iniciar la perforación a fin de preservar la seguridad del personal y la calidad de la pila por construir.

No deberán construirse pilas de menos de 60 cm de diámetro hasta 20 m de profundidad, ni menos de 80 cm hasta 30 m, ni de menos de 100 cm hasta profundidades mayores. No deberán construirse pilas con diámetro mayor de 120 cm sin ademe o con ademe a base de lodos a menos que el estudio del subsuelo muestre que la perforación es estable.

Respecto a la localización de las pilas se aceptará una tolerancia del 4 por ciento de su diámetro. La tolerancia en la verticalidad de una pila será de 2 por ciento de su longitud hasta 25 m de profundidad y de 3 por ciento para mayor profundidad.

7.1.2.2 Pilotes hincados a percusión

Se preferirá la manufactura en fábrica de tramos de pilotes a fin de controlar mejor sus características mecánicas y geométricas y su curado. En pilotes de concreto reforzado, se prestará especial atención a los traslapes en el acero de refuerzo longitudinal.

Cada pilote deberá tener marcas que indiquen los puntos de izaje, para poder levantarlos de las mesas de colado, transportarlos e izarlos.

El estudio de mecánica de suelo deberá definir si se requiere perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común o bentonítico. En pilotes de fricción la perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos

blandos no deberá ser mayor que el 75 por ciento del diámetro o lado del pilote. Si con tal diámetro máximo de la perforación no se logra hacer pasar el pilote a través de capas duras intercaladas, exclusivamente estas deberán rimarse con herramientas especiales a un diámetro igual o ligeramente mayor que el del pilote.

Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de 3/100 de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta ni de 6/100 en los otros casos.

El equipo de hincado se especificará con base en dos condiciones: que su energía no sea menor de 0.3 kg-m (3 N-m) por cada kilogramo de masa del pilote y que el peso del martillo golpeador no sea menor que 30 por ciento del peso del pilote. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.

La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir respecto a la de proyecto en más de 20 cm ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoye en ella.

Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca. Además se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración a través de los estratos superiores al de apoyo y el número de golpes por cada 10 cm de penetración en el estrato de apoyo, así como el número de golpes y la penetración en la última fracción de decímetro penetrada.

En el caso de pilotes hincados a través de un manto compresible hasta un estrato resistente, se verificará para cada pilote mediante nivelaciones si se ha presentado emersión por la hinca de los pilotes adyacentes y, en caso afirmativo, los pilotes afectados se volverán a hincar hasta la elevación especificada.

Los métodos usados para hincar los pilotes deberán ser tales que no mermen la capacidad estructural de éstos. Si un pilote de punta se rompe o daña estructuralmente durante su hincado, o si por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada y en ella no se pueda garantizar la capacidad de carga requerida, se extraerá la parte superior del mismo, de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 m. En tal caso,

se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.

Si es un pilote de fricción el que se rechace por daños estructurales durante su hincado, se deberá extraer totalmente y rellenar el hueco formado con otro pilote de mayor dimensión o bien con un material cuya resistencia y compresibilidad sea del mismo orden de magnitud que las del suelo que reemplaza; en este caso, también deberán revisarse el diseño de la subestructura y el comportamiento del sistema de cimentación.

7.1.2.3 Pruebas de carga en pilotes o pilas

En caso de realizarse pruebas de carga, se llevará registro por lo menos de los datos siguientes:

- a) Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba;
- b) Descripción del pilote o pila y datos obtenidos durante la instalación;
- c) Descripción del sistema de carga y del método de prueba;
- d) Tabla de cargas y deformaciones durante las etapas de carga y descarga del pilote o pila;
- e) Representación gráfica de la curva asentamientos-tiempo para cada incremento de carga; y
- f) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote o pila y la prueba.

7.2 Excavaciones

7.2.1 Consideraciones generales

Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones podrán delimitarse con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad de acuerdo con el Capítulo 5.

Si por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte a base de ademes, tablaestacas o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del flujo de agua en el subsuelo y seguirse una secuela de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas y servicios públicos.

7.2.2. Control del flujo de agua

Cuando la construcción de la cimentación lo requiera, se controlará el flujo del agua en el subsuelo del predio mediante bombeo, tomando precauciones para limitar los

efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

Se escogerá el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo con el tipo de suelo. El gasto y el abatimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante la teoría del flujo de agua transitorio en el suelo. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; del tipo, diámetro y ranurado de los ademes, y del espesor y composición granulométrica del filtro. Asimismo, se especificará la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diversas etapas de la excavación.

En el caso de materiales compresibles, se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar el agua bombeada en la periferia de la excavación.

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad garantizará la extracción de un gasto por lo menos 1.5 veces superior al estimado. Además, deberá asegurarse el funcionamiento ininterrumpido de todo el sistema.

En suelos de muy baja permeabilidad, como las arcillas lacustres de las zonas II y III, el nivel piezométrico tiende a abatirse espontáneamente al tiempo que se realiza la excavación, por lo que no es necesario realizar bombeo previo, salvo para evitar presiones excesivas en estratos permeables intercalados. En este caso, más que abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

- a) Dar a las fuerzas de filtración una dirección favorable a la estabilidad de la excavación;
- b) Preservar el estado de esfuerzos del suelo; e
- c) Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.

En todos los casos será necesario un sistema de bombeo superficial que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos de agua. El agua bombeada arrojada al sistema de drenaje público deberá estar libre de sedimentos y contaminantes.

7.2.3 Tablaestacas y muros colados en el lugar

Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia la excavación y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablaestacas hincadas en la periferia de la excavación o

muros colados in situ o prefabricados. Las tablaestacas o muros deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que pueden dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por los métodos indicados en el Capítulo 5. El sistema de apuntalamiento podrá también ser a base de anclas horizontales o muros perpendiculares colados en el lugar o prefabricados.

7.2.4 Secuencia de excavación

El procedimiento de excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.

Al efectuar la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores compatibles con el comportamiento de la propia estructura o de edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en planta en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, asimismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión inducidos por el terreno.

7.2.5 Protección de taludes permanentes

En el diseño de los sistemas de protección de taludes naturales o cortes artificiales permanentes, se tomará en cuenta que las deformaciones del suelo protegido deben ser compatibles con las del sistema de protección empleado. Se tomará asimismo en cuenta el efecto del peso del sistema de protección sobre la estabilidad general o local del talud durante y después de la construcción. Por otra parte, los sistemas de protección deberán incluir elementos que garanticen un drenaje adecuado y eviten el desarrollo de presiones hidrostáticas que puedan comprometer la estabilidad del sistema de protección y del propio talud.

En caso de usar anclas para la estabilización del talud deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las construcciones vecinas y/o en los servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse con el objetivo de asegurar su

funcionamiento como elemento de anclaje. El análisis de las anclas deberá considerar la posibilidad de falla por resistencia del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor-lechada, de la adherencia lechada-terreno y de la capacidad de carga del terreno en el brocal del ancla. La instalación de anclas deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de las mismas, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto. Por otra parte, se tomarán las precauciones necesarias para proteger las anclas contra corrosión, con base en pruebas que permitan evaluar la agresividad del terreno, principalmente en cuanto a resistividad eléctrica, pH, cantidad de sulfuros, sulfatos y cloruros. Se prestará particular atención a la protección de los elementos que no se encuentran dentro del barreno y en especial en la zona del brocal (placas de apoyo, cuñas, tuercas, zona terminal del elemento tensor, etc.)

8. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

En las edificaciones del Grupo A y subgrupo B1 a que se refiere el Artículo 148 del Reglamento, deberán hacerse nivelaciones durante la construcción y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar el comportamiento de las excavaciones y cimentaciones y prevenir daños a la propia construcción, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos. Será obligación del propietario o poseedor de la edificación, proporcionar copia de los resultados de estas mediciones; así como de los planos, memorias de cálculo y otros documentos sobre el diseño de la cimentación a la Administración cuando ésta lo solicite y a los diseñadores de inmuebles que se construyan en predios contiguos.

En las edificaciones con peso unitario medio mayor de 5 t/m² (50 kPa) o que requieran excavación de más de 2.5 m de profundidad, y en las que especifique la Administración, será obligatorio realizar nivelaciones después de la construcción, cada mes durante los primeros meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años para verificar el comportamiento previsto de las cimentaciones y sus alrededores. Posteriormente a este periodo, será obligación realizar las mediciones que señala el Artículo 185 del Reglamento, por lo menos cada cinco años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular a raíz de un sismo.

9. CIMENTACIONES ABANDONADAS

Al demoler edificios dañados por sismo o cuya vida útil haya concluido, se tomarán las precauciones necesarias para que los elementos de cimentación dejados en el suelo no

causen daños a las construcciones vecinas, a los servicios públicos o a las edificaciones que se construirán en el futuro en el mismo predio. Se tomará en cuenta que la presencia de una cimentación abandonada en un subsuelo sometido a consolidación regional tiende a generar una emersión aparente del terreno muy prolongada en el tiempo, similar a la inducida por cimentaciones sobre-compensadas, que puede causar deformaciones inaceptables en la periferia de la misma. Deberá demostrarse, a satisfacción de la Administración que las precauciones tomadas garantizan que estos elementos de cimentación no tendrán efectos indeseables. En caso contrario, deberá procederse a su extracción y a la restitución de condiciones análogas a las del suelo natural.

10. CIMENTACIONES SOBRE RELLENOS CONTROLADOS

En ningún caso será aceptable cimentar sobre rellenos naturales o artificiales que no hayan sido colocados en condiciones controladas o estabilizados.

Será aceptable cimentar sobre terraplenes de suelos no orgánicos compactados, siempre que estos hayan sido contruidos por capas de espesor no mayor de 30 cm, con control del contenido de agua y del peso volumétrico seco en las condiciones marcadas por el estudio de mecánica de suelos.

La construcción de terraplenes con suelos estabilizados con cemento u otro cementante deberá basarse en pruebas mecánicas y de intemperización realizadas en el laboratorio. Estas pruebas deberán permitir definir los porcentajes de cementante requeridos así como las condiciones de colocación y compactación. Las características de los materiales colocados en la obra deberán ser verificadas por muestreo y/o pruebas de campo en el sitio. Las propiedades del material estabilizado deberán ser suficientes para garantizar la estabilidad del terraplén y de las cimentaciones que descansen sobre él a corto y a largo plazo, aun bajo el efecto de infiltraciones de agua y de otros agentes de intemperización.

Al cimentar sobre rellenos controlados, deberán revisarse los estados límites de servicio y de falla de la cimentación del terraplén, del terraplén mismo y de la propia cimentación, con base en los criterios definidos en las presentes Normas.

11. RECIMENTACIONES

La recimentación de una estructura, en su estado actual o con vista a una ampliación o remodelación de la misma, será

obligatoria cuando existan evidencias observacionales o analíticas que indiquen que la cimentación en su estado actual o futuro no cumple con las presentes normas. La recimentación podrá ser exigida por la Administración en el caso de construcciones que hayan sido dictaminadas como inseguras y riesgosas para las construcciones vecinas y/o los servicios públicos.

Los trabajos de recimentación deberán basarse en un estudio estructural y de mecánica de suelos formal que garantice la adecuación de la estructuración y de la nueva cimentación. Los elementos de cimentación agregados a los existentes deberán ser precargados para asegurar su trabajo conjunto con el resto de la cimentación.

Los trabajos de recimentación deberán realizarse por etapas de tal forma que, en cualquier instante de la construcción y posteriormente a ella, no se ponga en peligro la seguridad ni se causen daños en la propia construcción, en las construcciones adyacentes y/o en los servicios públicos.

12. MEMORIA DE DISEÑO

Todo estudio de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones deberá incluir una memoria de diseño detallada con la información suficiente para que pueda ser fácilmente revisada. La memoria de diseño incluirá una descripción detallada de las características del subsuelo, la justificación del tipo de cimentación o recimentación proyectado y de los procedimientos de construcción especificados, así como una exposición de los métodos de análisis usados y los resultados de las verificaciones realizadas de acuerdo con las presentes Normas en cuanto a estados límites de falla y de servicio. También incluirá una descripción clara del comportamiento previsto para cada uno de los estados límite indicados en las presentes Normas. Se anexarán los resultados de las exploraciones, sondeos, pruebas de laboratorio y de campo y otras determinaciones y análisis, las magnitudes de las acciones consideradas en el diseño, los cálculos realizados, así como la interacción considerada durante y después de la construcción con las cimentaciones de los inmuebles colindantes y la distancia, en su caso, dejada entre estas cimentaciones y la que se proyecta.

En el caso de edificios cimentados en terreno con problemas especiales, y en particular los que se localicen en terrenos agrietados, sobre taludes o donde existan rellenos o antiguas minas subterráneas, se agregará a la memoria una descripción de estas condiciones y se indicará cómo éstas se tomaron en cuenta en el diseño de la cimentación.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO
DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MODULO II “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.”

CLAVE CA-026

TEMA
METODO TRIDIMENSIONAL DE INTERACCIÓN
ESTÁTICA SUELO - ESTRUCTURA

DEL 11 AL 24 DE MAYO

EXPOSITOR: ING. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DE 2004

MÉTODO TRIDIMENSIONAL DE INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA THREE DIMENSIONAL METHOD FOR THE ANALYSIS OF STATIC SOIL STRUCTURE INTERACTION

A. Deméneghi
Profesor, Universidad Nacional Autónoma de México

SINOPSIS Se presenta un procedimiento para el análisis de interacción estática suelo-estructura en tres dimensiones, el cual toma en cuenta toda la estructura y todos los estratos del subsuelo. Esta técnica permite además conocer los elementos mecánicos en cualquier nudo de la estructura, incluyendo desde luego la estructura de cimentación. Con el propósito de ilustrar el empleo del método, se presenta un ejemplo sencillo de aplicación resuelto paso a paso.

1. INTRODUCCIÓN

Se han desarrollado hasta la fecha técnicas de interacción estática suelo-estructura bastante útiles la mayoría de ellas; sin embargo, muchos de estos métodos están elaborados para aplicarse únicamente en dos dimensiones de manera que el análisis de una estructura se realiza en un plano, lo cual hace que se pierda la visualización del fenómeno tridimensional. Se puede intentar hacer análisis en dos direcciones ortogonales, pero aun así el procedimiento es aproximado, y además no es posible conocer los elementos mecánicos en las vigas intermedias de la estructura de cimentación. Por lo tanto, es necesario desarrollar procedimientos que tomen en cuenta el efecto tridimensional en la interacción suelo-estructura.

En este artículo se presenta un método de interacción tridimensional que toma en cuenta toda la estructura y todos los estratos del subsuelo.

La técnica de interacción que se propone (Deméneghi 1983) consiste en considerar las reacciones del terreno de cimentación como cargas sobre la estructura, manejándolas como incógnitas. Después se calculan los hundimientos del suelo en función de las cargas sobre él (estas cargas son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones, por la tercera ley de Newton). Finalmente se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo, lo que equivale a igualar los desplazamientos entre ambos medios; con esto se resuelve el problema, ya que se obtienen los hundimientos del suelo y las reacciones sobre la estructura. Como previamente se realizó el análisis estructural, es posible determinar además los giros en los nudos de la estructura. Con estos resultados se pueden calcular los elementos mecánicos en toda la estructura, incluyendo desde luego a la estructura de cimentación.

2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Para fines de interacción es conveniente utilizar el método de rigideces del análisis estructural, en el que la ecuación general de equilibrio de una estructura esta dada por (Beaufait et al 1970)

$$\underline{K} \delta + \underline{P}_e + \underline{P}_c = 0 \quad (1)$$

donde:

- \underline{K} = matriz de rigideces de la estructura
- δ = vector de desplazamientos
- \underline{P}_e = vector de cargas de empotramiento
- \underline{P}_c = vector de cargas concentradas.

La matriz de rigideces de la estructura se puede obtener mediante la suma de la matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura. Para ilustrar el procedimiento de interacción en tres dimensiones, consideraremos una reticula de barras horizontales ortogonales entre si, aun cuando esta técnica se puede hacer extensiva a barras inclinadas.

Sea un sistema ortogonal X-Y en un plano horizontal. Veamos primeramente la obtención de la matriz de rigidez en dirección Y (fig. 1). La convención de signos utilizada, en una barra horizontal, es la siguiente: los giros se consideran positivos en sentido antihorario, los desplazamientos verticales son positivos si van hacia abajo y los desplazamientos horizontales son positivos si van hacia la izquierda (fig. 1a). Los momentos flexionantes son positivos en sentido horario, las fuerzas cortantes verticales son positivas hacia arriba y las fuerzas normales horizontales son positivas si van hacia la derecha (fig. 1b). A continuación presentamos la matriz de rigidez y los vectores de empotramiento para una barra en estas condiciones (barra m):

$$\underline{K}_m = \begin{matrix} & \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s & \delta_u & \delta_v & \theta_a & \theta_b \\ \left[\begin{array}{cccccccc} \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{-6EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{-6EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-6EI}{L} & \frac{-6EI}{L} & \frac{12EI}{L^2} & \frac{-12EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{L^2}{6EI} & \frac{L^2}{6EI} & \frac{L^3}{-12EI} & \frac{L^3}{12EI} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{L^2}{L^2} & \frac{L^2}{L^2} & \frac{L^3}{L^3} & \frac{L^3}{L^3} & \frac{AE}{L} & \frac{-AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-AE}{L} & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GIt}{L} & \frac{-GIt}{L} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-GIt}{L} & \frac{-GIt}{L} \end{array} \right] & \end{matrix} \quad (2)$$

$$\underline{\delta}_M = \begin{bmatrix} \theta_P \\ \theta_Q \\ \delta_R \\ \delta_S \\ \delta_U \\ \delta_V \\ \theta_A \\ \theta_B \end{bmatrix} \quad (3)$$

consideraremos vigas sometidas únicamente a una carga repartida W (fig. 2). Para la obtención de los vectores de empotramiento en las vigas de la estructura de cimentación, debido a la reacción del terreno, suponemos una carga repartida de un extremo hasta la mitad de una barra y otra carga repartida de la mitad hasta el otro extremo de la barra (fig. 2). En estas condiciones, el vector de cargas de empotramiento vale:

$$\underline{P}_m^e = \begin{bmatrix} \frac{wL^2}{12} - \left(\frac{11}{192}\right)L^2 r_r - \left(\frac{5}{192}\right)L^2 r_s \\ -\frac{wL^2}{12} + \left(\frac{5}{192}\right)L^2 r_r + \left(\frac{11}{192}\right)L^2 r_s \\ -\frac{wL}{2} + \left(\frac{13}{32}\right)L r_r + \left(\frac{3}{32}\right)L r_s \\ -\frac{wL}{2} + \left(\frac{3}{32}\right)L r_r + \left(\frac{13}{32}\right)L r_s \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (4)$$

(4)

\underline{K}_m = matriz de rigideces de la barra m

$\underline{\delta}_m$ = vector de desplazamiento de la barra m

\underline{P}_m = vector de cargas de empotramiento de la barra m.

En la dirección X se emplean las mismas ecuaciones 2 a 4.

Como indicamos antes, la matriz de rigideces de toda la estructura es la suma de las matrices de rigideces de todas y cada una de las barras de la estructura. El vector de cargas de empotramiento de toda la estructura se obtiene sumando los vectores de cargas de empotramiento de todas y cada una de las barras. El vector de cargas concentradas se determina asignando a cada grado de libertad la carga concentrada que actúa sobre el. Con esto se realiza el análisis estructural de toda la estructura.

3. HUNDIMIENTOS DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN.

En este inciso consideraremos las cargas que transmite la estructura sobre el terreno de apoyo, las que son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton. Calculemos los asentamientos del terreno en función de estas cargas; consideremos una reacción r_k actuando en una superficie (fig. 3); la presión vertical vale $r_k d_k / a_k$, donde d_k y a_k son la longitud y el área en las que actúa la carga, respectivamente. La deformación del estrato de espesor H_{ij} , debido a la carga r_k vale:

$$\delta_{ijk} = M_{ij} H_{ij} \sigma_{ijk}$$

pero:

$$\sigma_{z_{jk}} = I_{ijk} r_k d_k / a_k$$

donde I_{ijk} es el valor de influencia, el cual esta dado por el esfuerzo normal vertical en el punto ij , producido por una presión unitaria actuando en el área a_k (Zeevaert 1973).

M_{zy} es el módulo lineal de deformación, el cual se define como el cociente de la deformación unitaria vertical del estrato, entre el esfuerzo normal vertical que la ocasiona.

En consecuencia:

$$\delta_{ijk} = M_{zy} H_y I_{ijk} r_k d_k / a_k$$

La deformación del estrato, debida a todas las cargas vale:

$$\delta_{ij} = M_{zy} H_y \sum_{k=1}^{n_r} I_{ijk} r_k d_k / a_k$$

donde n_r es el número de cargas r_k .

El asentamiento bajo el punto i vale:

$$\delta_i = \sum_{j=1}^{n_e} M_{zy} H_y \sum_{k=1}^{n_r} I_{ijk} r_k d_k / a_k$$

(5)

donde n_e es el número total de estratos.

En la ec. 5 los hundimientos del terreno quedan en función de las cargas r_k .

4. COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES.

En esta etapa se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo de cimentación, lo que equivale a considerar que tanto los desplazamientos de la estructura como de los terrenos son iguales, es decir, que el suelo no se despega de la estructura. Analíticamente esto se alcanza sustituyendo los valores dados por la ec. 5 en la ec. 1. De esta manera desaparece como incógnitas los giros en los nudos y las reacciones del terreno. Es fácil ver que el número de ecuaciones es el mismo que el de incógnitas, con lo que se puede resolver el sistema de ecuaciones y despejar los giros y las reacciones. Empleando la ec. 5, ya conocidas las reacciones, se pueden determinar también los hundimientos del terreno de apoyo.

5. ELEMENTOS MECÁNICOS.

Los elementos mecánicos que aparecen en la barra m valen, para la dirección Y :

$$M'_p = \frac{wL^2}{12} - \left(\frac{11}{192}\right)L^2 r_r - \left(\frac{5}{192}\right)L^2 r_s + \left(\frac{4EI}{L}\right)\theta_p + \left(\frac{2EI}{L}\right)\theta_q - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_r + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_s \quad (6)$$

$$M'_q = -\frac{wL^2}{12} + \left(\frac{5}{192}\right)L^2 r_r + \left(\frac{11}{192}\right)L^2 r_s + \left(\frac{2EI}{L}\right)\theta_p + \left(\frac{4EI}{L}\right)\theta_q - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_r + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_s \quad (7)$$

$$V'_r = -\frac{wL}{2} + \left(\frac{13}{32}\right)Lr_r + \left(\frac{3}{32}\right)Lr_s - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_p - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_q + \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_r + \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_s \quad (8)$$

$$V'_s = -\frac{wL}{2} + \left(\frac{3}{32}\right)Lr_r + \left(\frac{13}{32}\right)Lr_s + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_p + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_q - \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_r + \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_s \quad (9)$$

$$N'_u = \frac{AE}{L}\delta_u - \frac{AE}{L}\delta_v \quad (10)$$

$$N'_v = -\frac{AE}{L}\delta_u + \frac{AE}{L}\delta_v \quad (11)$$

$$M'_a = \frac{GI_t}{L}\theta_a - \frac{GI_T}{L}\theta_b \quad (12)$$

$$M'_B = -\frac{GI_t}{L}\theta_a + \frac{GI_T}{L}\theta_b \quad (13)$$

En la dirección X se emplean la mismas expresiones, excepto la s ecs. 12 y 13, que cambian a:

$$M'_a = -\frac{GI_t}{L} \theta_a + \frac{GI_T}{L} \theta_b \quad (14)$$

$$M'_b = \frac{GI_t}{L} \theta_a - \frac{GI_T}{L} \theta_b \quad (15)$$

(Las ecs. 14 y 15 se emplean únicamente para la determinación de elementos mecánicos en la barra m, dirección X).

6. EJEMPLO ILUSTRATIVO.

Presentamos en este inciso un ejemplo muy sencillo resuelto paso a paso, con el propósito de que el lector visualice las etapas requeridas para el análisis de interacción.

Se pide determinar las reacciones y los hundimientos del terreno, para la estructura mostrada en la fig. 4, cuya cimentación es a base de una losa corrida. Se piden también los elementos mecánicos. La estratigrafía y propiedades del subsuelo se muestran en la fig. 5. Despreciar efectos de acortamiento de barras.

a) Análisis estructural.

Primeramente numeramos las barras y los grados de libertad de la estructura, como se indica en la fig. 6 dada la simetría de la estructura, presentamos a continuación los de las barras 1, 2, 7 y 8.

Barra	θ_p	θ_q	δ_r	δ_s	θ_a	θ_b
1	θ_{10}	θ_{12}	δ_1	δ_2	θ_{11}	θ_{13}
2	θ_{16}	θ_{18}	δ_4	δ_5	θ_{17}	θ_{19}
7	θ_{11}	θ_{17}	δ_1	δ_4	θ_{10}	θ_{16}
8	θ_{13}	θ_{19}	δ_2	δ_5	θ_{12}	θ_{18}

A continuación hallaremos las matrices de rigidez y los vectores de empotramiento de las barras 1, 2, 7 y 8. Las demás matrices y vectores se obtienen en forma similar. Aplicando la ec. 2 para de las barras 1, 2, 7 y 8:

$$\underline{K}_1 = \begin{bmatrix} \theta_{10} & \theta_{12} & \delta_1 & \delta_2 & \theta_{11} & \theta_{13} \\ 2382.53 & 1191.26 & -831.12 & 831.12 & 0 & 0 \\ 1191.26 & 2382.53 & -831.12 & 831.12 & 0 & 0 \\ -831.12 & -831.12 & 386.57 & -386.57 & 0 & 0 \\ 831.12 & 831.12 & -386.57 & 386.57 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 310.23 & -310.23 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -310.23 & 310.23 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_{10} \\ \theta_{12} \\ \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_{11} \\ \theta_{13} \end{bmatrix}$$

$$\underline{K}_2 = \begin{bmatrix} \theta_{16} & \theta_{18} & \delta_4 & \delta_5 & \theta_{17} & \theta_{19} \\ 533.86 & 266.93 & -186.23 & 186.23 & 0 & 0 \\ 266.93 & 533.86 & -183.23 & 186.23 & 0 & 0 \\ -186.23 & -186.23 & 86.62 & -86.62 & 0 & 0 \\ 186.23 & 186.23 & -86.62 & 86.62 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 61.13 & -61.13 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -61.13 & 61.13 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_{16} \\ \theta_{18} \\ \delta_4 \\ \delta_5 \\ \theta_{17} \\ \theta_{19} \end{bmatrix}$$

$$\underline{K}_7 = \begin{bmatrix} \theta_{11} & \theta_{17} & \delta_1 & \delta_4 & \theta_{10} & \theta_{16} \\ 2382.53 & 1191.26 & -831.12 & 831.12 & 0 & 0 \\ 1191.26 & 2382.53 & -831.12 & 831.12 & 0 & 0 \\ -831.12 & -813.12 & 386.57 & -386.57 & 0 & 0 \\ 831.12 & 831.12 & -386.57 & 386.57 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 310.23 & -310.23 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -310.23 & 310.23 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_{11} \\ \theta_{17} \\ \delta_1 \\ \delta_4 \\ \theta_{10} \\ \theta_{16} \end{bmatrix}$$

$$\underline{K}_8 = \begin{bmatrix} \theta_{13} & \theta_{19} & \delta_2 & \delta_5 & \theta_{12} & \theta_{18} \\ 533.86 & 266.9 & -186.23 & 186.23 & 0 & 0 \\ 266.93 & 533.86 & -186.23 & 186.23 & 0 & 0 \\ -186.23 & -186.23 & 86.62 & -86.62 & 0 & 0 \\ 186.23 & 186.23 & -86.62 & 86.62 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 61.13 & -61.13 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -61.13 & 61.13 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_{13} \\ \theta_{19} \\ \delta_2 \\ \delta_5 \\ \theta_{12} \\ \theta_{18} \end{bmatrix}$$

La matriz de rigideces de toda la estructura es la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras de la estructura (el rango de cada matriz se toma de 27 por 27). A manera de ejemplo se presenta a continuación la matriz de rigidez de la estructura para los primeros 5 grados de libertad:

$$\underline{K} = \begin{bmatrix} \delta_1 & \delta_2 & \delta_3 & \delta_4 & \delta_4 & \dots \\ 773.13 & -386.565 & 0 & -386.565 & 0 & \dots \\ -386.565 & 859.750 & -386.565 & 0 & -86.619 & \dots \\ 0 & -386.565 & 773.13 & 0 & 0 & \dots \\ -386.565 & 0 & 0 & 859.750 & -86.619 & \dots \\ 0 & -86.619 & 0 & -86.619 & 346.477 & \dots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \theta_5 \\ \vdots \end{matrix}$$

El vector de desplazamientos, para los primeros 5 grados de libertad, vale:

$$\underline{\delta} = \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \delta_5 \\ \vdots \end{bmatrix}$$

Determinemos a continuación el vector de cargas de empotramiento. Aplicando la ec. 4 para las barras 1, 2, 7 y 8:

$$\underline{P}_1^e = \begin{bmatrix} 1.233 - 1.0593r_1 - 0.4815r_2 & 10 \\ -1.233 + 0.4815r_1 + 1.0593r_2 & 12 \\ -1.72 + 1.747r_1 + 0.4031r_2 & 1 \\ -1.72 + 0.4031r_1 + 1.747r_2 & 2 \\ 0 & 11 \\ 0 & 13 \end{bmatrix} \text{GL}$$

GL= Grados de Libertad.

GL= Grados de Libertad.

El vector de cargas concentradas, para los primeros 5 grados de libertad esta dado por:

$$\underline{P_c} = \begin{matrix} & \text{GL} \\ \begin{bmatrix} -9.6 \\ 0 \\ -9.6 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ \vdots \end{bmatrix} \end{matrix}$$

Sustituyendo valores en la ec. 1, y tomando en cuenta que, por simetría:

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \delta_3 = \delta_7 = \delta_9 & \delta_2 &= \delta_4 = \delta_6 = \delta_8 \\ r_1 &= r_3 = r_7 = r_9 & r_2 &= r_4 = r_6 = r_8 \\ \theta_{10} &= \theta_{11} = -\theta_{14} = \theta_{15} = \theta_{22} = -\theta_{23} = -\theta_{26} = -\theta_{27} \\ \theta_{13} &= \theta_{16} = -\theta_{20} = -\theta_{25} \end{aligned}$$

se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones (que representan el equilibrio de cortantes o de momentos en el grado de libertad correspondiente):

Grado de Libertad 1:

$$773.14 \delta_1 - 773.14 \delta_2 - 1662.24 \theta_{10} + 3.494 r_1 + 0.8062 r_2 - 3.44 - 9.6 = 0 \quad (\text{a})$$

Grado de Libertad 2

$$-773.14 \delta_1 + 859.767 \delta_2 - 86.62 \delta_5 + 1662.24 \theta_{10} - 186.26 \theta_{13} + 0.8062 r_1 + 5.241 r_2 + 0.4031 r_5 - 6.88 = 0 \quad (\text{b})$$

Grado de Libertad 5

$$-346.48 \delta_2 + 346.48 \delta_5 + 744.92 \theta_{13} + 1.6124 r_2 + 6.988 r_5 - 13.76 = 0 \quad (\text{c})$$

Grado de Libertad 10

$$-831.12 \delta_1 + 831.12 \delta_2 + 2692.76 \theta_{10} - 310.23 \theta_{23} - 1.0593 r_1 - 0.4815 r_2 + 1.233 = 0 \quad (\text{d})$$

Grado de Libertad 13

$$-186.23 \delta_2 + 186.23 \delta_5 - 620.46 \theta_{10} + 1154.32 \theta_{13} - 1.0593 r_2 - 0.4815 r_5 + 2.465 = 0 \quad (\text{e})$$

b) Análisis de deformaciones del terreno de cimentación. Haciendo $i = 1$ en la ec. 5.

$$\begin{aligned}\delta_1 &= \sum_{j=1}^2 M_{z_j} H_j \sum_{k=1}^9 I_{1jk} r_k \frac{d_k}{q} \\ &= M_{z_{11}} H_1 (I_{111} d_1 \frac{r_1}{q} + I_{112} d_2 \frac{r_2}{q} + \dots + I_{119} d_9 \frac{r_9}{q}) \\ &\quad + M_{z_{12}} H_2 (I_{121} d_1 \frac{r_1}{q} + I_{122} d_2 \frac{r_2}{q} + \dots + I_{129} d_9 \frac{r_9}{q})\end{aligned}$$

Como se indicó en el inciso 3, el valor de la influencia I_{ijk} representa el esfuerzo en el punto ij debido a una presión unitaria colocada en el área K . Calculemos como ejemplo un valor de influencia, digamos el I_{115} . En la fig. 7 se muestra la planta del área 5 y del punto 1. Colocamos una presión unitaria en el área 5 y calculamos el esfuerzo bajo el punto 1, a la mitad del estrato 1, es decir, a una profundidad de 1.2 m. Aplicando la ecuación de Boussinesq, se obtiene en forma similar. Sustituyendo valores en la ec. (A).

$$\begin{aligned}\delta_1 &= 0.0154(2.4) \left[0.2271 \frac{4.3r_1}{4.6225} + 0.009375 \frac{6.45r_2}{9.245} + 0.0001528 \frac{4.3r_3}{4.6225} + 0.009375 \frac{6.45r_4}{9.245} \right. \\ &\quad + 0.002988 \frac{8.6r_5}{18.49} + 0.0001625 \frac{6.45r_6}{9.245} + 0.0001528 \frac{4.3r_7}{4.6225} + 0.0001625 \frac{6.45r_8}{9.245} \\ &\quad \left. + 0.00002824 \frac{4.3r_9}{4.6225} \right] \\ &\quad + 0.0222(2.0) \left[0.1139 \frac{4.3r_1}{4.6225} + 0.04407 \frac{6.45r_2}{9.245} + 0.002284 \frac{4.3r_3}{4.6225} + 0.04407 \frac{6.45r_4}{9.245} \right. \\ &\quad + 0.028026 \frac{8.6r_5}{18.49} + 0.002638 \frac{6.45r_6}{9.245} + 0.0022836 \frac{4.3r_7}{4.6225} + 0.002638 \frac{6.45r_8}{9.245} \\ &\quad \left. + 0.0005157 \frac{4.3r_9}{4.6225} \right]\end{aligned}$$

Por simetría:

$$r_1 = r_3 = r_7 = r_9$$

$$r_2 = r_4 = r_6 = r_8$$

Sustituyendo valores y haciendo operaciones.

$$\delta_1 = 0.012733 r_1 + 0.0033854 r_2 + 0.00063012 r_5 \quad (f)$$

En forma análoga se obtiene δ_2 y δ_5

$$\delta_2 = 0.0036877 r_1 + 0.020326 r_2 + 0.0021424 r_5 \quad (g)$$

$$\delta_5 = 0.0028714 r_1 + 0.010629 r_2 + 0.025023 r_5 \quad (h)$$

c) Compatibilidad de deformaciones.

La compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el terreno de cimentación se logra resolviendo el sistema de ecuaciones de la (a) a la (h); así:

$$r_1 = 3.2353 \text{ t/m} \quad r_2 = 1.0817 \text{ t/m} \quad r_5 = 1.1488 \text{ t/m}$$

$$\theta_{10} = 0.003760 \quad \theta_{13} = -0.0007646$$

$$\delta_1 = 0.04558 \text{ m} \quad \delta_2 = 0.03638 \text{ m} \quad \delta_5 = 0.04953 \text{ m}$$

Como ilustración hallaremos los elementos mecánicos en las barras 1 y 7.

Barra 1

Aplicando las ecs. 6 a 11, 14 y 15.

$$M'_{10} = -1.403 \text{ t.m}$$

$$V'_1 = 4.8 \text{ t}$$

$$M'_{11} = -1.404 \text{ t.m}$$

$$M'_{12} = -1.697 \text{ t.m}$$

$$V'_2 = 1.042 \text{ t}$$

$$M'_{13} = 1.404 \text{ t.m}$$

Barra 7

Aplicando las ecs. 6 a 13.

$$M'_{11} = -1.403 \text{ t.m}$$

$$V'_1 = 4.8 \text{ t}$$

$$M'_{11} = 1.404 \text{ t.m}$$

$$M'_{17} = -1.697 \text{ t.m}$$

$$V'_2 = 1.042 \text{ t}$$

$$M'_{13} = -1.404 \text{ t.m}$$

7. CONCLUSIONES.

Como se puede apreciar en los incisos anteriores, es posible en forma sencilla llevar a cabo el análisis de interacción estática suelo - estructura en el espacio, sin necesidad de hacer iteraciones. Además, se toma en cuenta la estructura y todos los estratos del subsuelo.

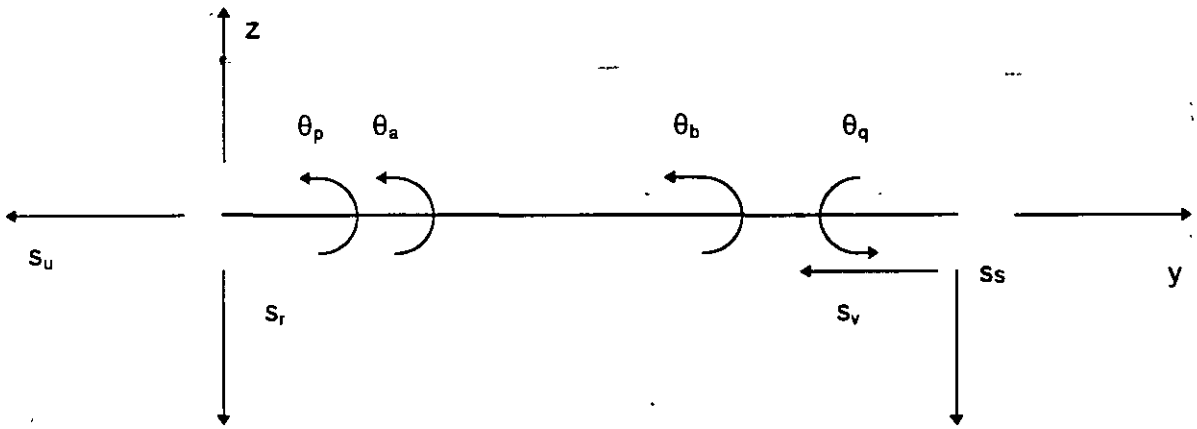
Uno de los aspectos importantes es que para aplicar esta técnica en la práctica profesional, es necesario elaborar programas de computadora, los cuales utilizan grandes cantidades de memoria, ya que en tres dimensiones el número de grados de libertad es mucho mayor que el que se utiliza en el análisis bidimensionales.

REFERENCIAS.

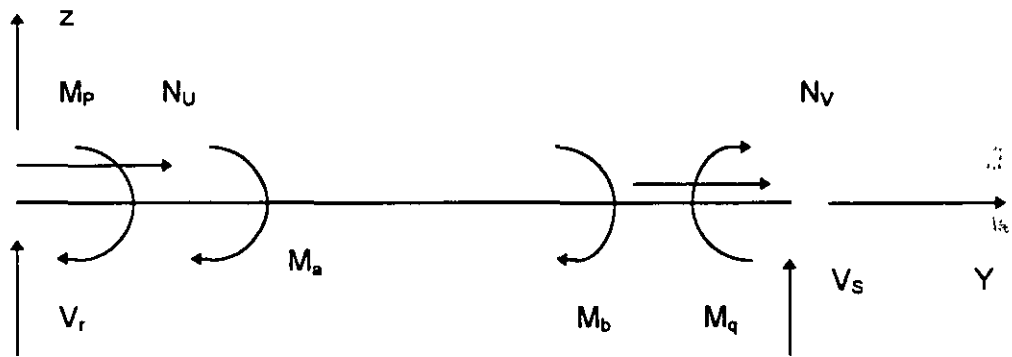
Beaufait, F W, Rowa, W H, Hoadley, P G y Hackett, R M, Computer Methods of Structural Analysis, Prentice-Hall, 1970.

Deméneghi, A, "Interacción Suelo - Estructura", Rev. Ingeniería, Vol. LIII, No.4, pp 80 - 90, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1983

Zeevaert, L, Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, 1973.



a) Desplazamientos



b) Elementos mecánicos
(barra sobre nudo)

CONVENCION DE SIGNOS

FIGURA 1

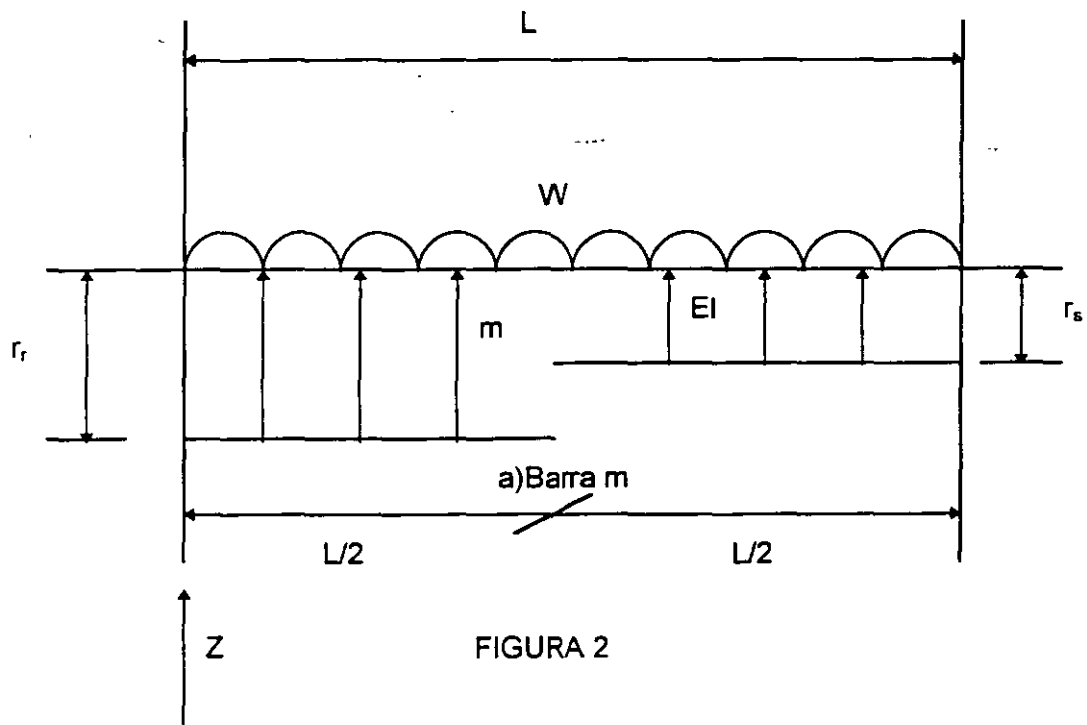


FIGURA 2

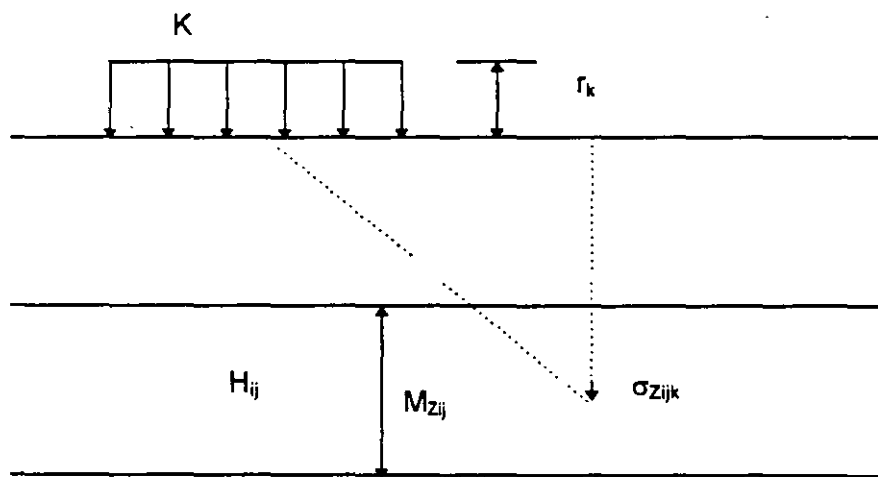


FIG. 3 Cálculo de los hundimientos del terreno.

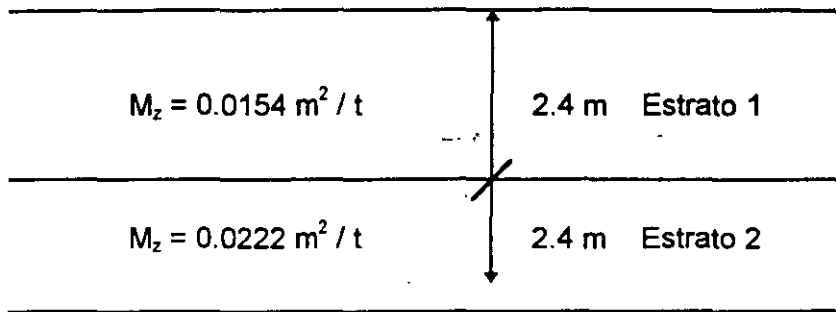


Fig. 5 Estratigrafía y propiedades (ejemplo).

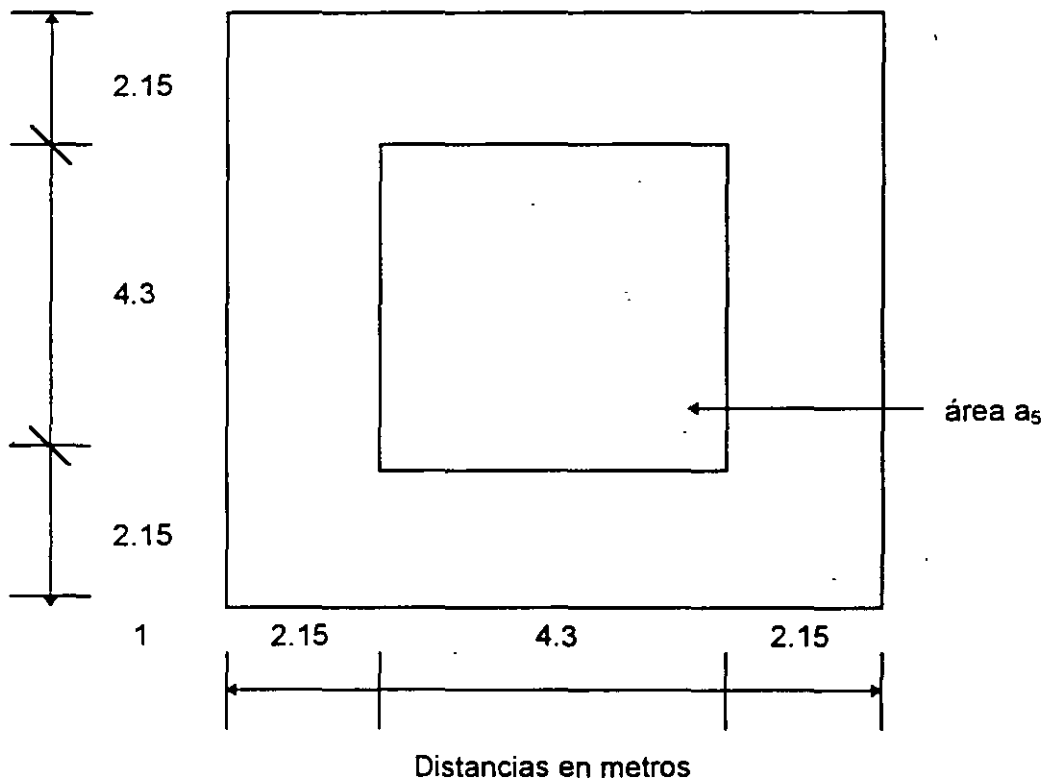


Fig. 7 Determinación de los valores de influencia

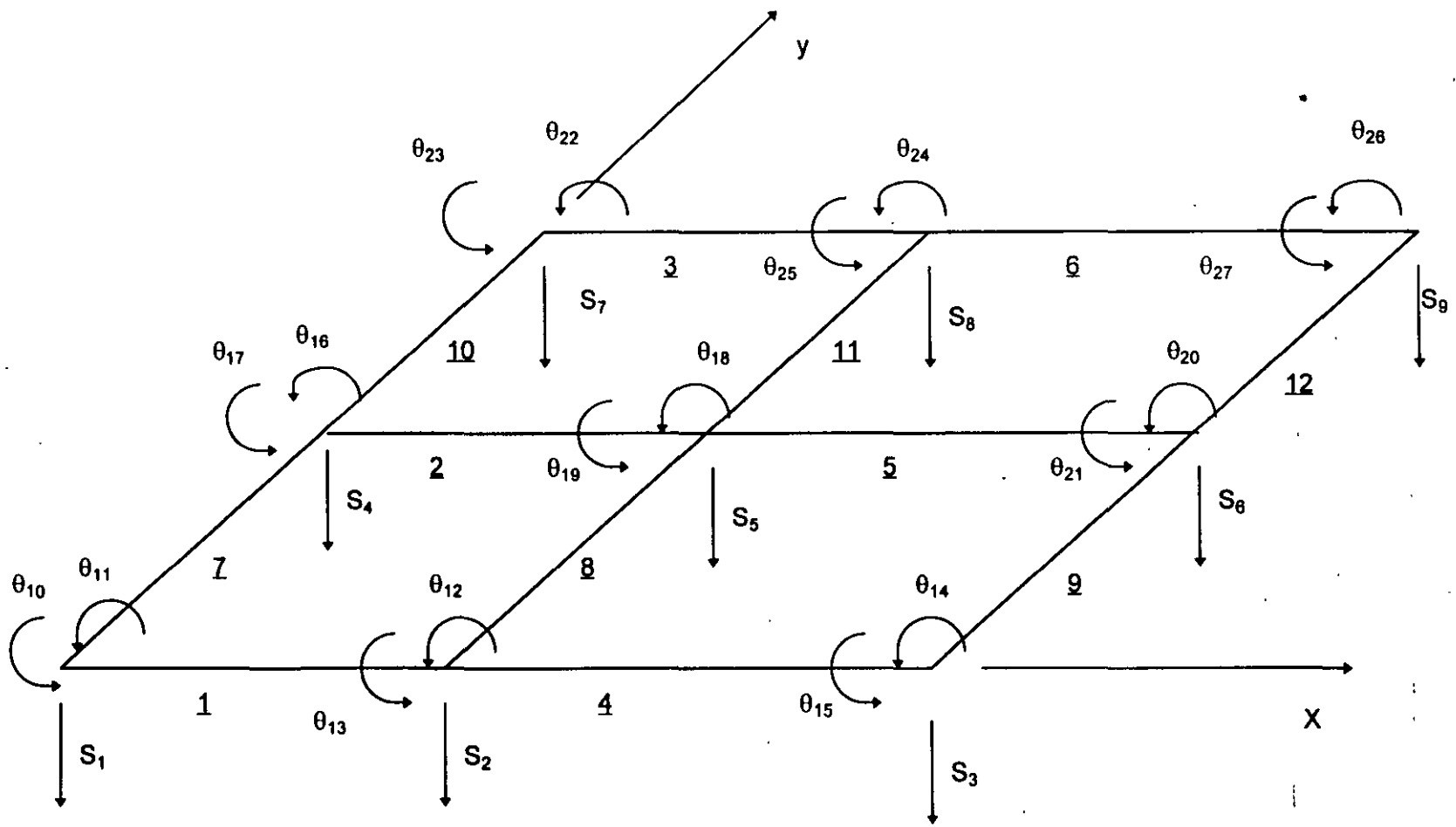
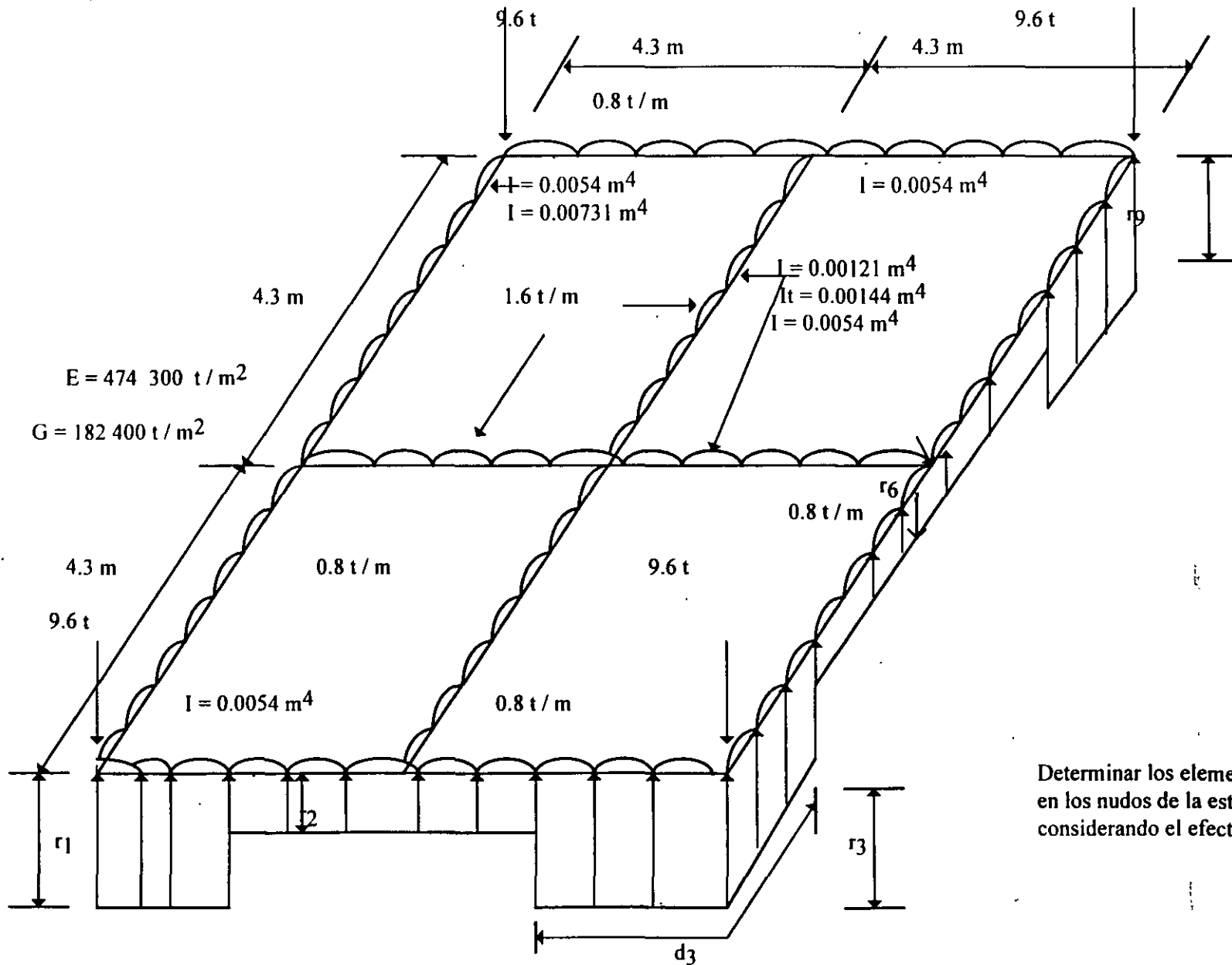


Fig. 6 Numeración y grados de libertad.



Determinar los elementos mecánicos en los nudos de la estructura, considerando el efecto de torsión.

GEOMETRÍA Y SISTEMA DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

FIGURA 4

bl



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO
DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MODULO II “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.”

CLAVE CA-026

TEMA
CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS

DEL 11 AL 24 DE MAYO

EXPOSITOR: DR. ROGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DE 2004

CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS¹

1. INTRODUCCIÓN

Para visualizar el problema de la capacidad de carga en suelos resulta útil el análisis del modelo mecánico que se presenta a continuación, debido a Khristianovich. Considérese una balanza ordinaria, cuyo desplazamiento está restringido por fricción en las guías de los platillos, fig. 1.

Si un peso suficientemente pequeño se coloca en un platillo, la balanza permanece en equilibrio, pues la fricción en las guías puede neutralizarlo; en cambio, si el peso colocado es mayor que la capacidad de las guías para desarrollar fricción se requerirá, para el equilibrio, un peso suplementario en el otro platillo.

En el platillo derecho existe P y se requiere conocer Q , que debe colocarse en el platillo izquierdo para tener la balanza en equilibrio crítico (situación en que la balanza pierde su equilibrio con cualquier incremento de peso en uno de los platillos). Este problema tiene dos soluciones; una corresponde a un $Q < P$ y la otra, a un $Q > P$.

Considérese ahora el caso de una cimentación. Un cimiento de ancho R , está desplantado a una profundidad D , dentro de un medio continuo, fig. 2. El problema de una cimentación sería encontrar la carga q , máxima, que puede ponerse en el cimiento sin que se pierda la estabilidad del conjunto. La presión q que puede ponerse en el platillo izquierdo es mayor que la carga del otro platillo, $p = \gamma D$, puesto que la resistencia del suelo, representada en el modelo por la fricción en las guías, está trabajando a favor de q .

Ahora q es nulo, pero como se profundiza la excavación las cosas suceden como si se bajase el nivel de la balanza de la fig. 2, con la consecuencia del aumento de la presión p . Existirá una profundidad crítica tal que, al tratar de aumentar la excavación, el fondo de ésta se levantará como lo haría el platillo de la balanza. Este es el fenómeno de falla de fondo.

Una cimentación en que q sea igual a p se denomina en mecánica de suelos totalmente compensada.

2. TEORÍAS DE CAPACIDAD DE CARGA DE CIMIENTOS SUPERFICIALES.

Una buena parte de las teorías desarrolladas tiene su base en hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos a partir de tales hipótesis. En otras teorías, especialmente en las que corresponden a desarrollos recientes, la observación y el empirismo juegan un papel mucho más importante. Se puede decir que todas las teorías matemáticas tienen como punto de partida la solución de Prandtl.

¹ Ing. Germán López Rincón, Ing. Héctor Legorreta Cuevas y Dr. Rigoberto Rivera Constantino, Profesores de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Las diferentes teorías de capacidad de carga solucionan problemas en suelos cohesivos, friccionantes y algunas de ellas el caso de suelos cohesivo-friccionantes.

2.1 Análisis límite del problema de capacidad de carga en suelos cohesivos

La teoría de la elasticidad permite establecer la solución para el estado de esfuerzos en un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, cuando sobre él actúa una carga uniformemente distribuida, sobre una banda de ancho $2b$ y de longitud infinita, fig. 3. Aquí los máximos esfuerzos cortantes valen q/π y están aplicados en el semicírculo de diámetro $2b$.

Para completar la aplicación del análisis límite a los problemas de capacidad de carga de suelos puramente cohesivos se necesita un valor límite superior para el valor de la carga última q_u . Para realizar este análisis se aplica el método sueco al problema de capacidad de carga, fig. 4.

En realidad puede demostrarse que el círculo analizado no es el más crítico posible. Si se escoge un centro en O' , sobre el borde del área cargada, pero más alto que O , puede probarse que existe un círculo, el más crítico de todos, para el que $q_{\max} = 5.5 c$ y representa la carga máxima que puede darse al cimiento sin que ocurra el deslizamiento a lo largo del nuevo círculo. Así la carga última real q_u , resulta acotada entre los valores:

$$\pi c \leq q_u \leq 5.5 c \quad (1)$$

En la solución de Prandtl se propone que el mecanismo de falla es el mostrado en la fig. 5 y se debe calcular cuál es la presión máxima que puede darse al elemento rígido sin que penetre. A este valor particular se le denomina carga límite. El valor límite de la presión encontrado por Prandtl fue

$$q_{\max} = (\pi + 2) c \quad (2)$$

Esta solución es la base de las teorías de capacidad de carga que se han desarrollado para aplicación específica a suelos.

2.1.1 La teoría de Terzaghi

Esta teoría cubre el caso más general de suelos con *cohesión y fricción*; es la teoría más usada para el cálculo de la capacidad de carga en cimientos poco profundos. Se aplica a cimentaciones en las que el ancho B es mayor o igual a la profundidad de desplante D_f . De la parte superior se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante τ , haciendo la equivalencia del suelo, arriba del nivel de desplante, como una sobrecarga q , fig. 6.

Con base en los estudios de Prandtl en suelos cohesivos, Terzaghi los extendió a suelos cohesivo-friccionantes, proponiendo el mecanismo de falla mostrado en la fig. 7. En este mecanismo la zona I es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo. Una zona II es de deformación tangencial radial. La zona III es una

zona de estado plástico pasivo de Rankine. Para que el cimiento penetre deberá de vencer las fuerzas resistentes, como son la cohesión en las superficies AC y la resistencia pasiva en esas mismas superficies. En el caso de la falla incipiente, estos empujes forman un ángulo ϕ , la dirección es vertical.

Despreciando el peso de la cuña y considerando el equilibrio de fuerzas verticales se tiene:

$$q_c B = 2P_p + 2C_f \text{sen } \phi \quad (3)$$

donde:

- q_c : carga de falla en el cimiento
- P_p : empuje pasivo
- C_f : fuerza de cohesión

Desarrollando los términos del segundo miembro y despejando q_c se llega a la siguiente expresión:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + (1/2)\gamma B N_\gamma \quad (4)$$

que permite calcular la presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar su falla, se expresa en unidades de presión.

N_c , N_q y N_γ , son factores de capacidad de carga, función del ángulo de fricción interna del suelo ϕ .

La ecuación anterior es la fundamental de la teoría de Terzaghi y permite calcular, en principio, la capacidad de carga última de un cimiento poco profundo de longitud infinita, con carga vertical. Los valores de los factores de capacidad de carga se obtienen a partir de la fig. 8.

Puede observarse en dicha figura curvas de línea llena y curvas de línea punteada. Las primeras corresponden al mecanismo de falla general representado por la fig. 7, que supone que al ir penetrando el cimiento en el suelo se produce cierto desplazamiento lateral, de modo que los estados plásticos desarrollados inicialmente se amplían hasta los puntos E y E', de tal manera que en el instante de falla, toda la superficie trabaja al esfuerzo límite. En materiales arenosos sueltos o arcillas muy blandas donde la deformación crece mucho cerca de la carga de falla, el cimiento penetra, pero no logra desarrollarse el estado plástico hasta los puntos E y E', sino que la falla ocurre antes, a carga menor, al llegar a un nivel de asentamiento que para el cimiento equivale a la falla del mismo. A este mecanismo se le conoce como falla local.

Para tomar en cuenta la posibilidad de una falla local, la capacidad de carga última del sistema suelo-cimiento se puede calcular empleando la misma ec. 4 pero adoptando factores de capacidad de carga reducidos, esto es, N'_c , N'_q y N'_γ .

El decidir si el sistema suelo-cimiento podrá experimentar una falla general o local depende fundamentalmente de la geometría del cimiento y de la compacidad o consistencia del suelo de apoyo. En la fig. 8' se muestra un gráfico, reportado por Vesic, que permite pronosticar el tipo de falla, en el caso de arenas.

En el caso de falla general, Terzaghi propone las siguientes expresiones, para calcular la capacidad de carga última:

Cimientos cuadrados

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (5)$$

Cimientos circulares

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma \quad (6)$$

para suelos puramente cohesivos $\phi = 0$, en este caso $N_c = 5.7$; $N_q = 1$ y $N_\gamma = 0$.

2.1.2 Teoría de Skempton

Esta teoría se desarrolló para suelos puramente cohesivos, en donde N_c es dependiente de la profundidad de empotramiento del cimiento en el estrato firme, creciendo conforme aumenta D hasta un valor máximo para $D/B > 4.5$ (fig. 9). La expresión correspondiente es:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f \quad (7)$$

2.1.3 Teoría de Meyerhof

En la teoría de Terzaghi no se toman en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento. El suelo arriba del nivel de desplante se toma en cuenta únicamente como una sobrecarga perfectamente flexible; pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual pueda desarrollarse resistencia al esfuerzo cortante. Meyerhof trató de cubrir esta deficiencia con una teoría de capacidad de carga que ha alcanzado amplia difusión en épocas recientes.

En este caso, para cimientos largos, se supone que la superficie de deslizamiento con la falla del cimiento tiene la forma que se muestra en la fig. 11. En la Fig. 12 se muestran los valores de los coeficientes de capacidad de carga en función de ϕ .

En las tablas 4-1 a 4-4 y 4-5a a 4-5c, son un resumen de las diferentes teorías de capacidad de carga más utilizadas en el medio geotécnico.

2.1.4 Teoría de Zeevaert

Zeevaert (1973) propone una teoría de capacidad de carga para cimientos profundos, apoyados en un suelo cohesivo-friccionante. Supone que la superficie de falla es una espiral logarítmica que se desarrolla hasta un cierto nivel del desplante pero no se cierra sobre el pilote o pila (Fig. 13). De esta manera y estableciendo una condición límite del problema llega a una expresión de capacidad de carga que tiene la misma estructura que la propuesta originalmente por Terzaghi. Los valores de los factores de capacidad de carga en función del ángulo de fricción interna del suelo se muestran en la Fig. 14.

FIG. 4 Analisis de capacidad de carga considerando una superficie de falla circular

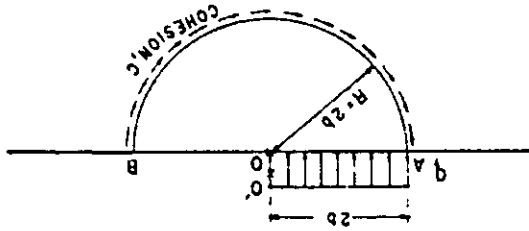


FIG. 3 Estueros cortantes máximos bajo una banda de longitud ∞ , según la teoría de la elasticidad

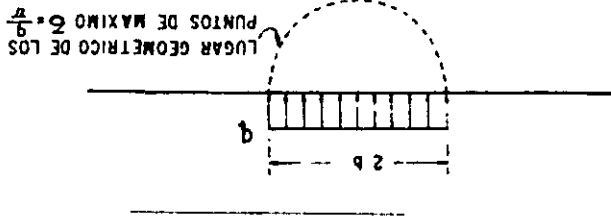


FIG. 2 Correspondencia de un cimiento con la balanza de Khristianovich.

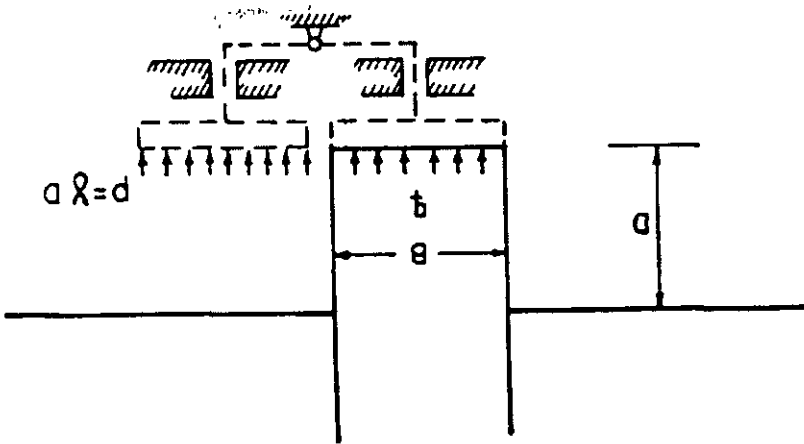


FIG. 1 Modelo de Khristianovich

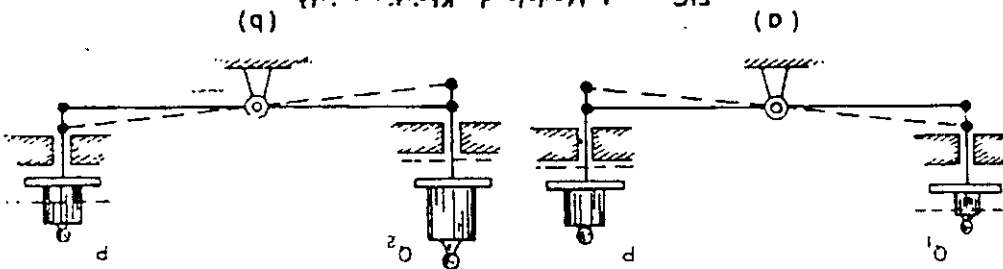


FIG. 7 Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo segun Terzaghi

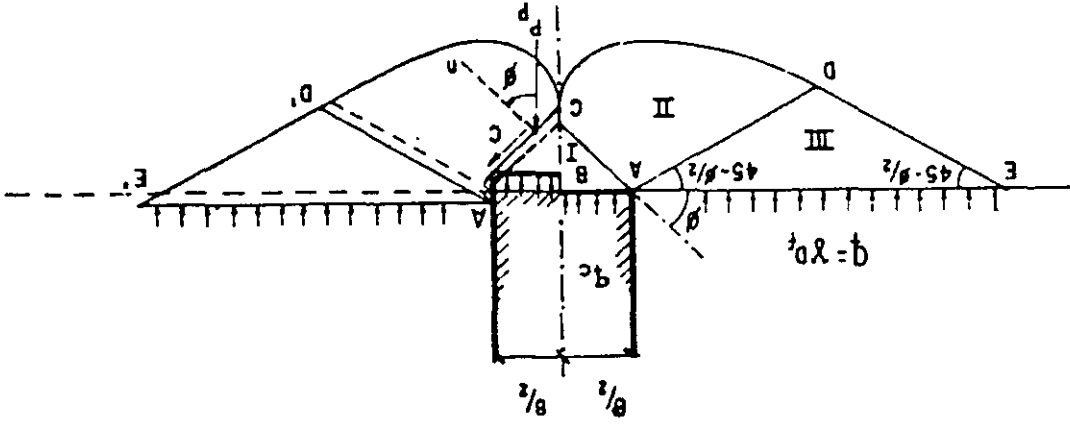


FIG. 6 Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento con una sobrecarga debido a su peso

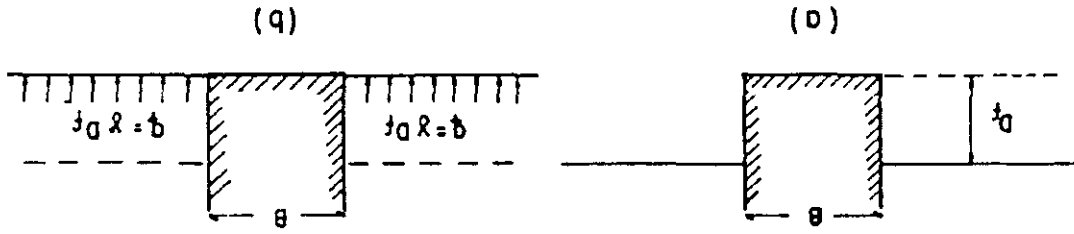
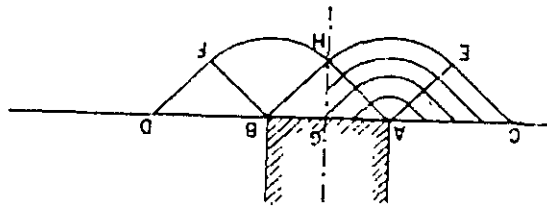


FIG. 5 Solucion de Prandtl



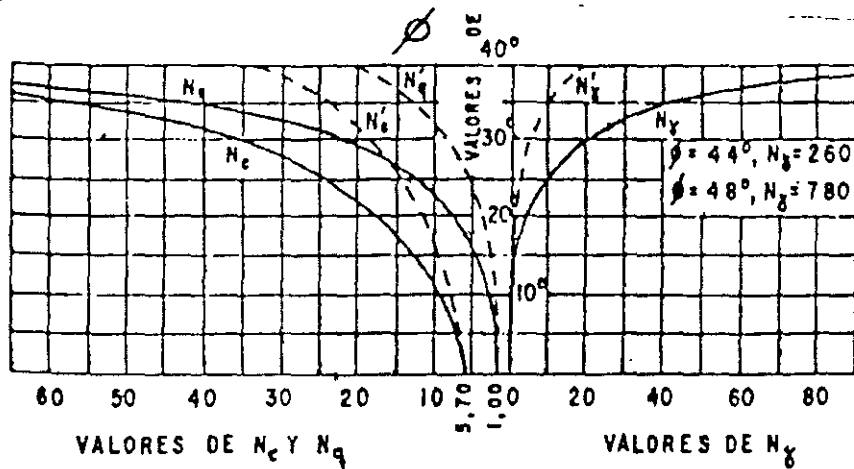
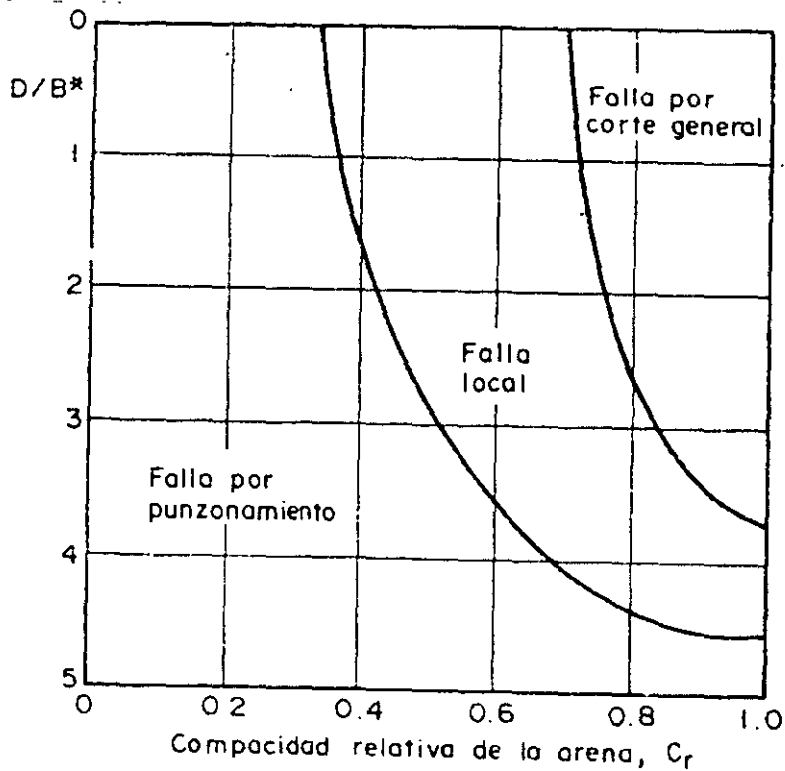


FIG. 8 Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi



$B^* = B$ para zapatas cuadradas o circulares
 $B = 2BL/(B+L)$ para zapatas rectangulares

Formas típicas de falla en arena.

Fig. 8'

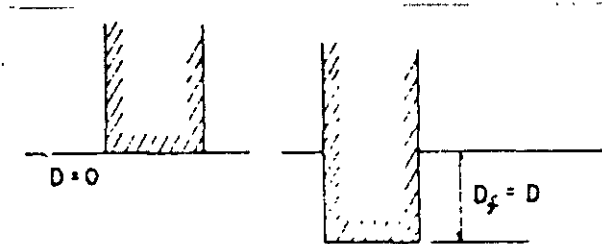
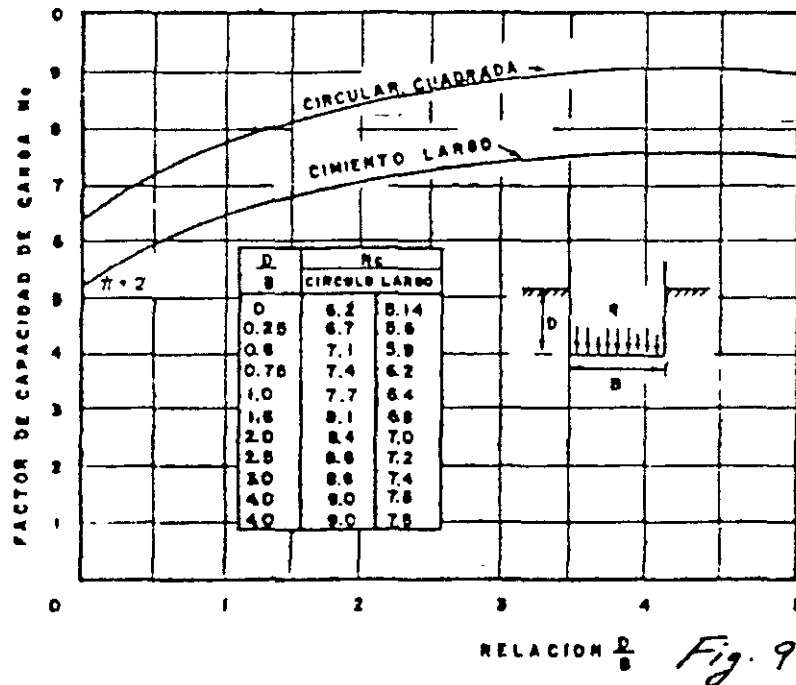


FIG. 10 Influencia de la profundidad de desplante en el valor de N_c , en suelos puramente cohesivos

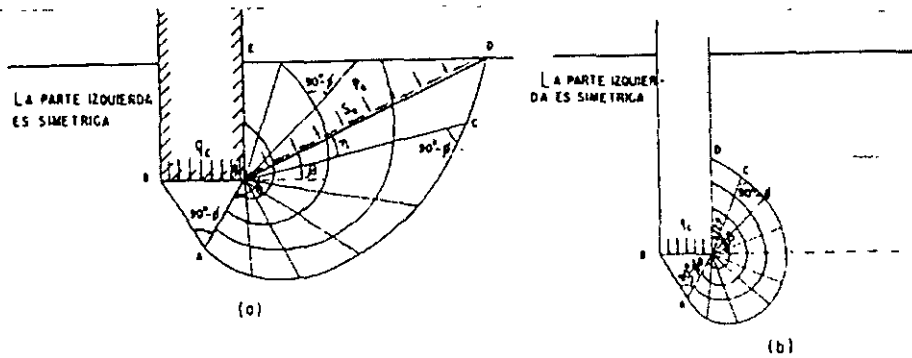


FIG. 11 Mecanismos de falla propuestos por Meyerhof
 a) A poca profundidad
 b) A gran profundidad

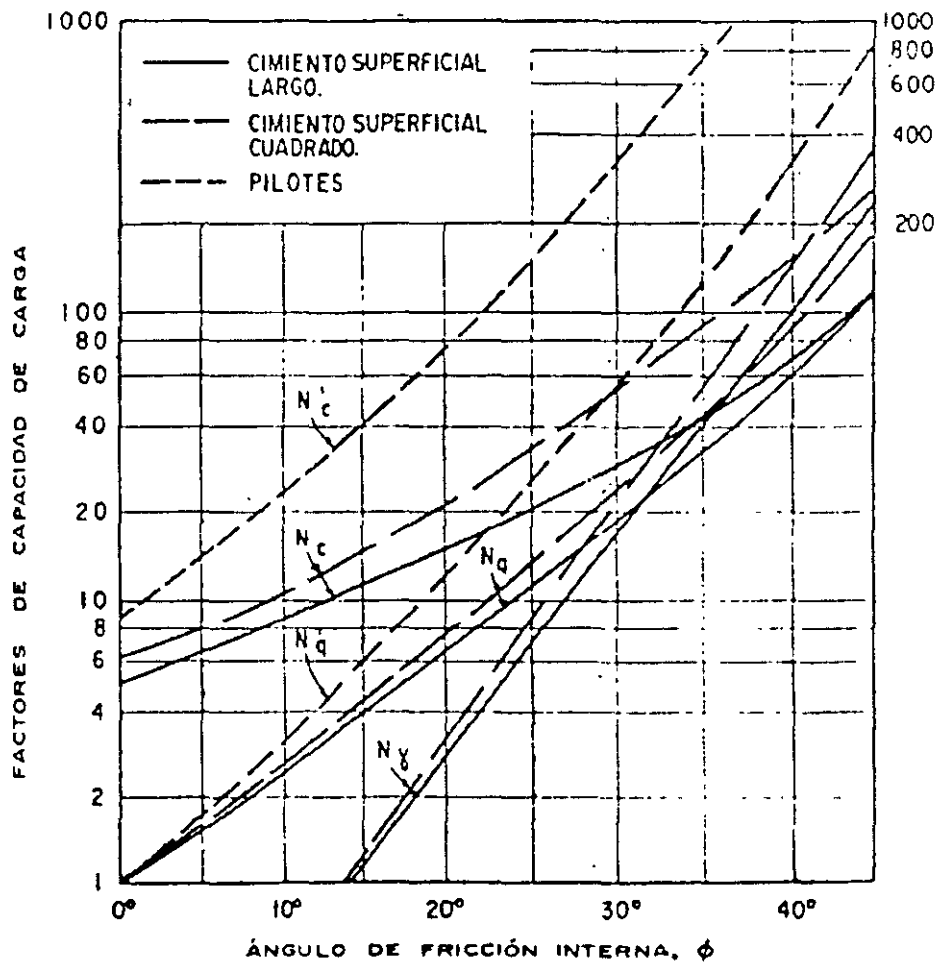


Fig. 12

TABLE 4-1
Bearing-capacity equations by the several authors indicated

Terzaghi (1943).* See Table 4-2 for typical values and for K_{PT} values

$$q_{ult} = cN_c \lambda_r + \bar{q}N_q + 0.5\gamma B N_\gamma \lambda_r$$

$$N_c = \frac{a^2}{a \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(1.75 - 0.2\phi)\tan\phi}$$

$$N_q = (N_1 - 1) \cot\phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2} \left(\frac{K_{PT}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

For: strip round square
 $\lambda_r = 1.0 \quad 1.3 \quad 1.3$
 $\lambda_s = 1.0 \quad 0.6 \quad 0.8$

Meyerhof (1963).* See Table 4-3 for shape, depth, and inclination factors

Vertical load: $q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$
 Inclined load: $q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q}N_q d_q i_q + 0.5\gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$

$$N_c = e^{(1.75 - 0.2\phi)\tan\phi} \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_q = (N_1 - 1) \cot\phi$$

$$N_\gamma = (N_2 - 1) \tan(1.4\phi)$$

Hansen (1970).* See Table 4-5 for shape, depth, and other factors.

General:[†] $q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q}N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$
 when $\phi = 0$
 use $q_{ult} = 5.14s_c(1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q}$
 $N_q =$ same as Meyerhof above
 $N_\gamma =$ same as Meyerhof above
 $N_c = 1.5(N_1 - 1) \tan\phi$

Vesic (1973, 1975).* See Table 4-5 for shape, depth, and other factors.
 Use Hansen's equations above

$$N_q =$$
 same as Meyerhof above
 $N_\gamma =$ same as Meyerhof above
 $N_c = 2(N_1 + 1) \tan\phi$

* These methods require a trial process to obtain design base dimensions since width B and length L are needed to compute shape, depth, and influence factors

[†] See Sec. 4-6 when $i_c < 1$

TABLE 4-2
Bearing-capacity factors for the Terzaghi equations

Values of N_c for ϕ of 0, 34, and 48° are original Terzaghi values and used to back-compute K_{PT}

ϕ , deg	N_c	N_q	N_γ	K_{PT}
0	5.7*	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

* $N_c = 1.5\pi + 1$ [See Terzaghi (1943), p. 127.]

TABLE 4-3
Shape, depth, and inclination factors for the Meyerhof bearing-capacity equations of Table 4-1

Factors	Value	For
Shape	$s_c = 1 + 0.2K_{PT} \frac{B}{L}$	Any ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_{PT} \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0^\circ$
Depth:	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_{PT}} \frac{D}{B}$	Any ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_{PT}} \frac{D}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0^\circ$
Inclination:	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^2}{90^\circ} \right)^2$	Any ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^2}{6^\circ} \right)^2$	$\phi > 0^\circ$
	$i_\gamma = 0$ for $\theta > 0$	$\phi = 0^\circ$

Where $K_{PT} = \tan^2(45 + \phi/2)$ as in Fig. 4-2
 $\theta =$ angle of resultant R measured from vertical within
 a sign; if $\theta = 0$ all $i_c = 1.0$!
 $B/L/D =$ previously defined

TABLE 4-4

Bearing-capacity factors for the Meyerhof, Hansen, and Vesic bearing-capacity equations

Note that N_c and N_q are the same for all three methods; subscripts identify author for N_γ

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_γ/N_c	$2 \tan\phi(1 - \sin\phi)^2$
0	5.14*	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	209.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	871.7	761.3	1.195	0.131

* $\pi + 2$ as limit when $\phi \rightarrow 0^\circ$

Slight differences in above table can be obtained using program BEARING.FXE on diskette depending on computer used and whether or not it has floating point

TABLE 4-5a
Shape and depth factors for use in either the Hansen (1970) or Vesic (1973, 1975b) bearing-capacity equations of Table 4-1. Use s'_c, d'_c when $\phi = 0$ only for Hansen equations. Subscripts *H, V* for Hansen, Vesic, respectively.

Shape factors	Depth factors
$s'_{c(H)} = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad (\phi = 0^\circ)$	$d'_c = 0.4k \quad (\phi = 0^\circ)$
$s'_{c(V)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$	$d_c = 1.0 + 0.4k$
$s'_{c(V)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$k = D/B$ for $D/B \leq 1$
$s_c = 1.0$ for strip	$k = \tan^{-1}(D/B)$ for $D/B > 1$
	k in radians
$s_{q(H)} = 1.0 + \frac{B'}{L'} \sin \phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$
$s_{q(V)} = 1.0 + \frac{B}{L} \tan \phi$	k defined above
for all ϕ	
$s_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$	$d_\gamma = 1.00$ for all ϕ
$s_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6$	

Notes:

- Note use of "effective" base dimensions B', L' by Hansen but not by Vesic.
- The values above are consistent with either a vertical load or a vertical load accompanied by a horizontal load H_H .
- With a vertical load and a load H_L (and either $H_H = 0$ or $H_H > 0$) you may have to compute two sets of shape s_i and d_i as $s_{i,H}, s_{i,L}$ and $d_{i,H}, d_{i,L}$. For i, L subscripts of Eq. (4-2), presented in Sec. 4-6, use ratio L'/B' or D/L' .

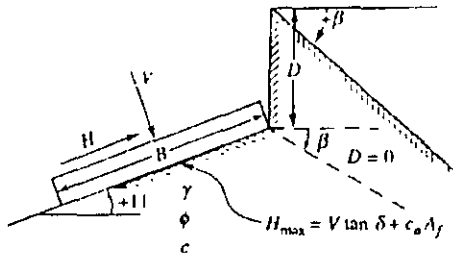
TABLE 4-5b
Table of inclination, ground, and base factors for the Hansen (1970) equations. See Table 4-5c for equivalent Vesic equations.

Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$i'_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_c}{\Lambda_f c_a}}$	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = 1.0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_q = \left[1 - \frac{0.5H_i}{V + \Lambda_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_1}$	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^\beta$
$2 \leq \alpha_1 \leq 5$	
	Base factors (tilted base)
$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7H_i}{V + \Lambda_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$	$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$
$i_\gamma = \left[1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H_i}{V + \Lambda_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$
$2 \leq \alpha_2 \leq 5$	$b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$
	$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$
	η in radians

Notes:

- Use H_i as either H_H or H_L , or both if $H_L > 0$.
- Hansen (1970) did not give an i_c for $\phi > 0$. The value above is from Hansen (1961) and also used by Vesic.
- Variable c_a = base adhesion, on the order of 0.6 to 1.0 \times base cohesion.
- Refer to sketch for identification of angles η and β , footing depth D , location of H_i (parallel and at top of base slab; usually also produces eccentricity). Especially note V = force normal to base and is not the resultant R from combining V and H_i .

Notes: $\beta + \eta = 90^\circ$ (Both β and η have signs (+) shown)



For: $LB \leq 2$ use ϕ_{fr}

$LB > 2$ use $\phi_{ps} = 1.5\phi_{fr} - 17^\circ$

$\phi_{fr} \leq 34^\circ$ use $\phi_{fr} = \phi_{ps}$

$\delta =$ friction angle between base and soil ($.5\phi \leq \delta \leq \phi$)

$A_f = B'L'$ (effective area)

$c_a =$ base adhesion (0.6 to 1.0c)

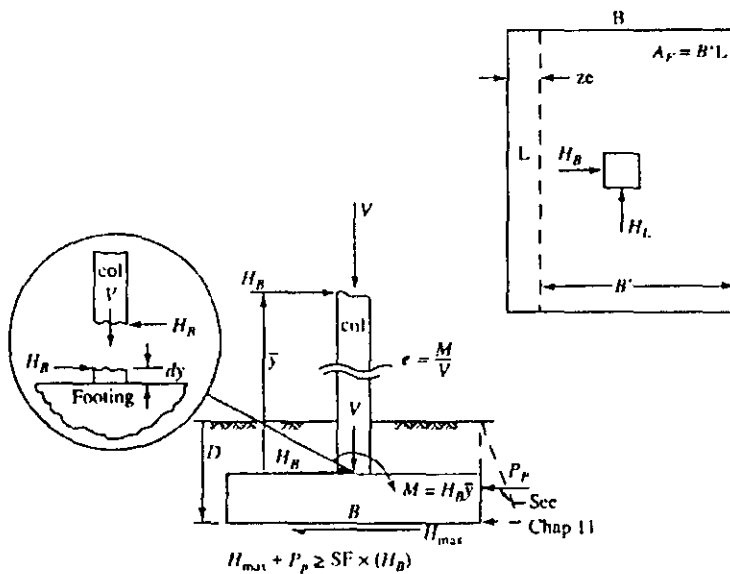


TABLE 4-5c

Table of inclination, ground, and base factors for the Vesic (1973, 1975b) bearing-capacity equations. See notes below and refer to sketch for identification of terms.

Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$i'_r = 1 - \frac{mH_i}{A_f c_a N_c}$ ($\phi = 0$)	$g'_c = \frac{\beta}{5.14}$ β in radians
$i'_c = i_c - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ ($\phi > 0$)	$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi}$ $\phi > 0$
i_q , and m defined below	i_q defined with i_c
$i_x = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^m$	$g_x = g_y = (1.0 - \tan \beta)^2$
Base factors (tilted base)	
$i_y = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$b'_c = g'_c$ ($\phi = 0$)
$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$	$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi}$
$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$	$b_q = b_y = (1.0 - \eta \tan \phi)^2$

Notes:

- When $\phi = 0$ (and $\beta \neq 0$) use $N_y = -2 \sin(\pm \beta)$ in N_y term.
- Compute $m = m_B$ when $H_i = H_B$ (H parallel to B) and $m = m_L$ when $H_i = H_L$ (H parallel to L). If you have both H_B and H_L use $m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$. Note use of B and L , not B' , L' .
- Refer to Table sketch and Tables 4-5a,b for term identification
- Terms N_c , N_q , and N_y are identified in Table 4-1.
- Vesic always uses the bearing-capacity equation given in Table 4-1 (uses B' in the N_c term even when $H_i = H_L$).
- H_i term ≤ 1.0 for computing i_q , i_y (always).



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO
DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MODULO II “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.”

CLAVE CA-026

TEMA

APUNTES DE CIMENTACIONES INTERACCIÓN
SUELO - ESTRUCTURA

DEL 11 AL 24 DE MAYO

EXPOSITOR: ING. AGUTÍN DEMÉNEGHI COLINA
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DE 2004

APUNTES DE CIMENTACIONES INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Agustín Deméneghi Colina*
Héctor Sanginés García*

NOTA PRELIMINAR

La interacción suelo-estructura es aquella parte de la ingeniería que estudia las deformaciones del terreno de cimentación cuando éstas se ven afectadas por la presencia y rigidez de la propia estructura. La influencia de la estructura puede ser en condiciones estáticas, lo cual es tratado por la *interacción estática suelo-estructura*, o puede ser en condiciones dinámicas, lo cual cae en el campo de la *interacción dinámica suelo-estructura*.

INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA

Se conocen como métodos de interacción estática suelo-estructura aquellos procedimientos que para el cálculo de las deformaciones del terreno de cimentación toman en cuenta la rigidez de la estructura. Todos estos métodos están basados en el principio de que en el contacto cimiento-terreno los desplazamientos tanto de la subestructura como los del terreno son iguales, es decir, existe compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo.

En términos generales, el procedimiento de cálculo para la interacción suelo-estructura consiste en tres pasos: (a) se calculan los desplazamientos de la subestructura, (b) se calculan los desplazamientos del terreno de cimentación, y (c) se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo.

Podemos distinguir dos clases de situaciones en relación con la interacción: (i) cuando los cimientos están suficientemente separados, de tal forma que la carga sobre un apoyo no ejerce influencia sobre los desplazamientos de los

apoyos vecinos (este fenómeno se presenta usualmente en zapatas aisladas), y (ii) cuando se trata de un cimiento continuo donde el desplazamiento de un punto de dicho cimiento está afectado por la carga repartida en toda la subestructura (es el caso de zapatas corridas o losas de cimentación).

Interacción suelo-zapatas aisladas

Definición de módulo de reacción

Para llevar a cabo la interacción suelo-zapatas aisladas, se hace uso del concepto de módulo de reacción o módulo de rigidez del terreno de cimentación, el cual se presenta en los siguientes párrafos.

Definamos el módulo de reacción o rigidez lineal vertical de un cimiento de la siguiente forma

$$K_v = Q_v / \delta_v \quad (1)$$

donde Q_v es la fuerza vertical aplicada al cimiento y δ_v es el asentamiento vertical ocasionado por Q_v .

Se define la rigidez lineal horizontal de un cimiento

$$K_h = Q_h / \delta_h \quad (2)$$

donde Q_h es la fuerza horizontal aplicada al cimiento y δ_h es el desplazamiento horizontal producido por Q_h .

Se define la rigidez a la rotación de un cimiento

$$K_r = M / \theta \quad (3)$$

* Profesores del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

donde M es el momento aplicado al cimiento y θ el ángulo –en radianes– producido por dicho momento.

Análisis de la interacción suelo-zapatas aisladas

Ilustremos la solución de la interacción suelo-zapatas aisladas con el marco de la fig 1 (ejemplo 1). La rigidez vertical del terreno de cimentación vale $K_v = 2331.96$ t/m, la rigidez horizontal $K_h = 1901.38$ t/m y la rigidez a la rotación $K_r = 1102.81$ t.m/rad.

Utilizaremos el método de rigideces para el análisis de la estructura (véase el anexo 1), en el que se debe cumplir

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (4)$$

donde

\underline{K} = matriz de rigidez de la estructura

$\underline{\delta}$ = vector de desplazamientos

\underline{P}^e = vector de cargas de empotramiento

\underline{P}^c = vector de cargas concentradas

La formación de la matriz \underline{K} y de los vectores $\underline{\delta}$, \underline{P}^e y \underline{P}^c , para el marco de la fig 1, viene descrito en el anexo 1; como resultado de esto, en la fig 2 se exhiben los grados de libertad de la estructura, y en las tablas 1, 2 y 3 la matriz de rigidez \underline{K} , el vector de cargas de empotramiento \underline{P}^e y el vector de cargas concentradas \underline{P}^c de toda la estructura, respectivamente. (En la tabla 1 sólo incluimos los renglones de δ_1 , δ_3 , θ_5 , δ_7 , δ_9 y θ_{11} , porque, por simetría $\delta_2 = \delta_1$, $\delta_4 = -\delta_3$, $\theta_6 = -\theta_5$, $\delta_8 = \delta_7$, $\delta_{10} = -\delta_9$, $\theta_{12} = -\theta_{11}$.)

La rigidez del terreno de cimentación se puede incluir en el vector de cargas concentradas \underline{P}^c , de la siguiente forma: las fuerzas Q_v , Q_h y M se pueden obtener con las ecs 1 a 3

$$Q_v = K_v \delta_v \quad (5)$$

$$Q_h = K_h \delta_h \quad (6)$$

$$M = K_r \theta \quad (7)$$

En la fig 3 se muestran las reacciones del terreno en función de las rigideces del mismo y de los desplazamientos.

Usando las ecs 5 a 7 calculamos las fuerzas Q_{v1} , Q_{v2} , Q_{h3} , Q_{h4} , M_5 y M_6 :

$$\begin{aligned} Q_{v1} &= 2231.96 \delta_1, & Q_{v2} &= 2231.96 \delta_2 \\ Q_{h3} &= 1901.38 \delta_3, & Q_{h4} &= 1901.38 \delta_4 \\ M_5 &= 1102.81 \theta_5, & M_6 &= 1102.81 \theta_6 \end{aligned}$$

El vector de cargas concentradas queda

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} 2231.96 \delta_1 \\ 2231.96 \delta_2 \\ 1901.38 \delta_3 \\ 1901.38 \delta_4 \\ 1102.81 \theta_5 \\ 1102.81 \theta_6 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (8)$$

Reemplazando en la ec 4 los valores de \underline{K} (tabla 1), \underline{P}^e (tabla 2) y \underline{P}^c (ec 8), y resolviendo el sistema de ecuaciones, obtenemos

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 0.010291 \text{ m}, & \delta_3 &= 0.0055104 \text{ m} \\ \theta_5 &= 0.00049148, & \delta_7 &= 0.013289 \text{ m} \\ \delta_9 &= -0.000078886 \text{ m}, & \theta_{11} &= -0.0054707 \end{aligned}$$

Los elementos mecánicos en las barras de la estructura se calculan siguiendo el procedimiento indicado en el anexo 1. (Lo dejamos como ejercicio al lector.)

Las fuerzas en los apoyos se determinan con las ecs 5 a 7

$$\begin{aligned} Q_{v1} &= Q_{v2} = 2331.96(0.010291) = 23.998 \text{ t} \\ Q_{h3} &= 1901.38(0.0055104) = 10.477 \text{ t} \\ Q_{h4} &= 1901.38(-0.0055104) = -10.477 \text{ t} \\ M_5 &= 1102.81(0.00049148) = 0.542 \text{ t.m} \\ M_6 &= 1102.81(-0.00049148) = -0.542 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Resolvamos otro ejemplo, el de la fig 4 (ejemplo 2), despreciando los efectos de acortamiento de barras. En la fig 5 y en la tabla 4 se exhiben la numeración de barras y grados de libertad. Las matrices de rigidez y los vectores de cargas de

empotramiento se hallan con los valores del anexo 3 (marcos planos con barras ortogonales, sin considerar el acortamiento de barras).

Barra 1
Matriz de rigidez

θ_5	θ_7	δ_3	
1299.52	649.76	423.76	θ_5
649.76	1299.52	423.76	θ_7
423.76	423.76	184.24	δ_3

$$\underline{P}^e_1 = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_5 \\ \theta_7 \\ \delta_3 \end{matrix}$$

Barra 2
Matriz de rigidez

θ_6	θ_8	δ_4	
1299.52	649.76	423.76	θ_6
649.76	1299.52	423.76	θ_8
423.76	423.76	184.24	δ_4

$$\underline{P}^e_2 = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_6 \\ \theta_8 \\ \delta_4 \end{matrix}$$

Barra 3
Matriz de rigidez

θ_7	θ_8	δ_1	δ_2	
7970.4	3985.2	-1992.6	1992.6	θ_7
3985.2	7970.4	-1992.6	1992.6	θ_8
-1992.6	-1992.6	664.2	-664.2	δ_1
1992.6	1992.6	-664.2	664.2	δ_2

$$\underline{P}^e_3 = \begin{bmatrix} -wL/2 \\ -wL/2 \\ wL^2/12 \\ -wL^2/12 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -4.62 \\ -4.62 \\ 4.62 \\ -4.62 \end{bmatrix}$$

La matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de toda la estructura se exhiben en las tablas 5 y 6. (En la tabla 5 sólo incluimos los renglones de δ_1 , δ_3 , θ_5 y θ_7 , porque, por simetría $\delta_2 = \delta_1$, $\delta_4 = -\delta_3$, $\theta_6 = -\theta_5$, $\theta_8 = -\theta_7$.)

El vector $\underline{\delta}$ es

$$\underline{\delta} = \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \\ \theta_7 \\ \theta_8 \end{bmatrix}$$

El vector de cargas concentradas vale (fig 4)

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} Q_{v1}-1.2 \\ Q_{v2}-1.2 \\ Q_{h3} \\ Q_{h4} \\ M_5 \\ M_6 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

La rigidez del terreno de cimentación la incluimos con las ecs 5 a 7 (obtenidas de las ecs 1 a 3)

$$Q_v = K_v \delta_v \quad (9)$$

$$Q_h = K_h \delta_h \quad (10)$$

$$M = K_r \theta \quad (11)$$

En la fig 6 se indican las reacciones del suelo en función de las rigideces y los desplazamientos.

Sustituyendo valores

$$Q_{v1} = 2331.96 \delta_1, Q_{v2} = 2331.96 \delta_2$$

$$Q_{h3} = 1901.38 \delta_3, Q_{h4} = 1901.38 \delta_4$$

$$M_5 = 1102.81 \theta_5, M_6 = 1102.81 \theta_6$$

El vector de cargas concentradas queda

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} 2331.96 \delta_1 - 1.2 \\ 2331.96 \delta_2 - 1.2 \\ 1901.38 \delta_3 \\ 1901.38 \delta_4 \\ 1102.81 \theta_5 \\ 1102.81 \theta_6 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Reemplazando en la ec 4

$$\begin{aligned} -4.62 - 1.2 + 2331.96 \delta_1 &= 0 & (\delta_1) \\ 184.24 \delta_3 + 423.76 \theta_5 + 423.76 \theta_7 + 1901.38 \delta_3 &= 0 & (\delta_3) \\ 423.76 \delta_3 + 1299.52 \theta_5 + 649.76 \theta_7 + 1102.81 \theta_5 &= 0 & (\theta_5) \\ 426.76 \delta_3 + 649.76 \theta_5 + 5284.72 \theta_7 + 4.62 &= 0 & (\theta_7) \end{aligned}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 0.0024958 \text{ m}, \delta_3 = 0.00014033 \text{ m} \\ \theta_5 &= 0.00022213, \theta_7 = -0.00091278 \end{aligned}$$

Para hallar los elementos mecánicos, se utiliza el procedimiento indicado en el anexo 1. (Lo dejamos como ejercicio al lector).

Las fuerzas en los apoyos se determinan con las ecs 5 a 7

$$\begin{aligned} Q_{v1} = Q_{v2} &= 2331.96(0.0024958) = 5.82 \text{ t} \\ Q_{h3} &= 1901.38(0.00014033) = 0.267 \text{ t} \\ Q_{h4} &= 1901.38(-0.00014033) = -0.267 \text{ t} \\ M_5 &= 1102.81(0.00022213) = 0.245 \text{ t.m} \\ M_6 &= 1102.81(-0.00022213) = -0.245 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Determinación de los módulos de reacción del suelo

La determinación de las rigideces K_v , K_h y K_r se lleva a cabo usando su definición dada por las ecs 1 a 3. Por ejemplo, el módulo K_v se obtiene aplicando a la zapata una carga vertical Q_v y calculando el asentamiento que produce dicha carga.

Dado el carácter no lineal de los suelos, es necesario que tanto la carga sobre el cimiento, como sus dimensiones, sean lo más cercano posible a sus magnitudes definitivas en la estructura, pues de otro modo la determinación de las rigideces será sólo aproximada.

Ejemplo

Determinar la rigidez lineal vertical K_v de la zapata de la fig E-1, utilizando para ello la fórmula de Burland y Burbridge. El subsuelo está formado por una arena normalmente cargada, $N = 15$ golpes.

Solución

El asentamiento en milímetros de la zapata está dado por (Burland y Burbridge, 1985):

$$\delta = q_n B^{0.7} I_c$$

$$I_c = 1.17/N^{1.4}$$

q_n = incremento neto de presión, en kPa

B = ancho de la cimentación, en metros

Sustituyendo valores

$$q_n = 26/1.7(2) = 7.647 \text{ t/m}^2 = 74.995 \text{ kPa}$$

$$I_c = 0.0264$$

$$B = 1.7 \text{ m}$$

$$\delta = 2.870 \text{ mm} = 0.00287 \text{ m}$$

El módulo K_v vale (ec 1)

$$K_v = 26/0.00287 = 9059.2 \text{ t/m}$$

La teoría de la elasticidad proporciona los siguientes valores de los módulos de reacción, para un cimiento somero de planta circular

$$K_v = 2ER/(1-\nu^2) \quad (12)$$

$$K_h = 32(1-\nu)GR/(7-8\nu) \quad (13)$$

$$K_r = 8GR^3/3(1-\nu) \quad (14)$$

Estas fórmulas se pueden usar en zapatas rectangulares cuando $B < L < 2.5B$, mediante el siguiente artificio:

Sea $A = BL$ el área del cimiento rectangular,

$$R = \sqrt{A/\pi} \quad (15)$$

Para calcular K_v y K_h , usamos las ecs 12 y 13 con R obtenida de la ec 15.

Sea I = momento de inercia del cimiento alrededor del eje que se desea calcular K_r

$$R = \sqrt[4]{4I/\pi} \quad (16)$$

K_r se computa con la ec 14, con R obtenida de la ec 16.

Por lo ya señalado antes, los cálculos de los módulos de reacción con las ecs 12 a 14 son sólo aproximados, pues el comportamiento real de los suelos es no lineal.

Otra forma aproximada de obtener los módulos de reacción es mediante la realización de pruebas de placa (Zeevaert, 1973). Sea k_v el módulo de rigidez unitario, definido como

$$k_v = Q_v/\delta_v A \quad (17)$$

Siendo A = área del cimiento.

Si k_{s1} es el módulo de rigidez vertical determinado con una prueba de placa de un pie de

lado, se puede emplear la siguiente fórmula (Terzaghi, 1955)

$$k_v = k_{s1} [(B+0.3)/2B]^2 \quad (18)$$

donde B es el ancho de la zapata en metros. En el caso de arcillas

$$k_v = k_{s1} [(n+0.5)/1.5n] \quad (19)$$

donde $n = L/B$, siendo L la longitud del cimientto.

La tabla 7 contiene valores propuestos por Terzaghi (1955) para k_{s1} . Cabe destacar que las ecs 18 y 19 se deben usar con precaución, pues sólo son aproximadamente válidas cuando el suelo es isotrópico hasta una profundidad bajo el desplante del cimientto igual al ancho del mismo (Zeevaert, 1973). Por lo mismo, dichas ecuaciones no son aplicables a suelos estratificados.

Interacción suelo-cimientto continuo

Sea un cimientto totalmente flexible con carga uniforme apoyado en un suelo cohesivo totalmente saturado. El asentamiento a largo plazo toma la forma indicada en la fig 7a (Sowers, 1962); el diagrama de reacción del terreno en este caso es igual al de la carga, es decir, la reacción es uniforme. Si dicho cimientto se apoya sobre un suelo friccionante, el asentamiento se distribuye como se indica en la fig 7b (Sowers, 1962); por ser el cimientto totalmente flexible, la reacción del suelo es también uniforme.

Sea ahora una placa de una rigidez infinita apoyada en una arcilla totalmente saturada (fig 8a). El hundimiento es uniforme, pero el diagrama de reacción a largo plazo toma la forma indicada en la fig 8a (Sowers, 1962). Si la placa se apoya sobre un suelo friccionante, el diagrama de reacción toma la forma de la fig 8b (Sowers, 1962).

Vemos entonces que los diagramas de asentamientos y de reacciones del terreno dependen de la clase de suelo y de la rigidez de la estructura. Un cimientto real puede quedar entre los dos casos extremos señalados, pues su rigidez no necesariamente es nula o infinita. En los siguientes incisos veremos cómo se

realiza la interacción suelo-estructura para estructuras de cimentación de rigidez finita.

Interacción suelo-zapata corrida

Consideremos un marco estructural con una cimentación a base de una zapata corrida (fig 9a), en el cual se trata de obtener los diagramas de asentamientos y de reacciones del terreno de cimentación (fig 9, b y c).

Comencemos con el diagrama de reacciones. En el caso general, la forma del diagrama es diferente de una reacción uniforme (fig 9b). Sustituyamos la curva de reacción del terreno por una serie de reacciones uniformes r_1, r_2, \dots, r_n (fig 10a); el análisis estructural lo llevamos a cabo utilizando el método de rigideces, considerando las reacciones r_i como incógnitas. A continuación, aplicando la tercera ley de Newton, aplicamos las cargas r_i sobre el terreno (fig 10b), y obtenemos los hundimientos de éste en función de las r_i , empleando el método de Chamecki (1956). El problema de la interacción se resuelve estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo, es decir, si el suelo está en contacto con la estructura de cimentación, las deformaciones de ambos medios deben ser iguales.

a) Análisis estructural

El análisis estructural lo realizamos empleando el método de rigideces. La matriz de rigidez, el vector de cargas de empotramiento y el vector de cargas concentradas se obtienen como se indica en el anexo 1.

En una barra de cimentación (fig 11), el vector de cargas de empotramiento para el sistema local vale

$$(P_m)^t = \begin{bmatrix} wL^2/12 - (11/192) L^2 r_r - (5/192) L^2 r_s & \theta_p' \\ -wL^2/12 + (5/192) L^2 r_r + (11/192) L^2 r_s & \theta_q' \\ -wL/2 + (13/32) L r_r + (3/32) L r_s & \delta_r' \\ -wL/2 + (3/32) L r_r + (13/32) L r_s & \delta_s' \\ 0 & \delta_u' \\ 0 & \delta_v' \\ 0 & \theta_a' \\ 0 & \theta_b' \end{bmatrix}$$

En el sistema global, dado que $\alpha = \beta = 0$, el vector de cargas de empotramiento queda (anexo 1)

$$E_m^e = \begin{bmatrix} -wL^2/12 - (11/192)L^2 r_r - (5/192)L^2 r_s \\ -wL^2/12 + (5/192)L^2 r_r + (11/192)L^2 r_s \\ -wL/2 + (13/32)L r_r + (3/32)L r_s \\ -wL/2 + (3/32)L r_r + (13/32)L r_s \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (20)$$

b) Cálculo de deformaciones del suelo

Las cargas que transmite la estructura al terreno de cimentación son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton (Deméneghi, 1996). Calculemos los asentamientos del terreno en función de estas cargas: consideremos una reacción r_k actuando en la superficie (fig 12); la presión vertical vale $r_k d_k/a_k$, donde d_k y a_k son la longitud y el área en las que actúa la carga, respectivamente. La deformación del estrato de espesor H_j , debida a la carga r_k vale

$$\delta_{ijk} = (1/E_{zij}) H_j \sigma_{zjk}$$

pero

$$\sigma_{zjk} = I_{zjk} r_k d_k/a_k \quad (21)$$

donde I_{zjk} es el valor de influencia vertical, el cual es igual al esfuerzo normal vertical en el punto ij , producido por una presión unitaria actuando en el área a_k (Zeevaert, 1973).

E_{zij} es el módulo lineal de deformación, el cual se define como el cociente del esfuerzo normal vertical entre la deformación unitaria vertical que se presenta, en el punto ij .

Sustituyendo

$$\delta_{ijk} = (1/E_{zij}) H_j I_{zjk} r_k d_k/a_k$$

La deformación del estrato j , debida a todas las cargas vale

$$\delta_{ijk} = (1/E_{zij}) H_j \sum_{k=1}^{nr} I_{zjk} r_k d_k/a_k$$

donde n_r = número total de cargas r_k .

Si consideramos además una deformación previa δ_{oi} , el asentamiento bajo el punto i vale

$$\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{ne} (1/E_{zij}) H_j \sum_{k=1}^{nr} I_{zijk} r_k d_k/a_k \quad (22)$$

donde n_e = número total de estratos.

En la ec 22, los hundimientos del terreno quedan en función de las cargas r_k .

Cabe aclarar que, aunque aparentemente el procedimiento es unidimensional, en la práctica se pueden tomar en cuenta, en la estimación de E_{zij} tanto los incrementos de esfuerzo horizontal como el efecto de la presión de confinamiento en la rigidez del suelo, así como el hecho de que la curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal. En efecto, E_{zij} está dado por

$$E_{zij} = \sigma_{zij}/\epsilon_{zij} \quad (23)$$

Siendo σ_{zij} el esfuerzo normal vertical en el punto ij (a la mitad del estrato j), y ϵ_{zij} la deformación lineal unitaria vertical del estrato j , ϵ_{zij} se puede calcular usando una teoría no lineal o una teoría lineal.

Los esfuerzos normales vertical y horizontales se obtienen aplicando la ec 21 para todas las cargas r_k , es decir

$$\sigma_{zij} = \sum_{k=1}^{nr} I_{zjk} r_k d_k/a_k \quad (24)$$

$$\sigma_{xij} = \sum_{k=1}^{nr} I_{xjk} r_k d_k/a_k \quad (25)$$

$$\sigma_{yij} = \sum_{k=1}^{nr} I_{yjk} r_k d_k/a_k \quad (26)$$

c) Compatibilidad de deformaciones

En esta etapa se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo de cimentación, lo que equivale a considerar que tanto los desplazamientos de la estructura como los del terreno son iguales, es decir, que el suelo no se despegue de la estructura (Deméneghi, 1996).

Comportamiento no lineal

Ilustraremos la forma de realizar el análisis de interacción no lineal suelo-zapata corrida con el cimiento de la fig 13 (ejemplo 3). Para el cálculo de las deformaciones del suelo usar el método no lineal del anexo 1 del capítulo 2, con las propiedades indicadas en la tabla 8.

a) Análisis estructural

El análisis estructural se lleva a cabo empleando el método de rigideces, descrito en el anexo 1. En la fig 14 se muestran los grados de libertad y en la fig 15 el sistema de cargas sobre la estructura. Las matrices de rigidez se obtienen con los valores del anexo 3, dado que se trata de barras horizontales. Los vectores de cargas de empotramiento se calculan con la ec 20.

Matriz de rigidez. Barra 1

θ_4	θ_5	δ_1	δ_2	
72927.375	36463.688	-34184.707	34184.707	θ_4
36463.688	72927.375	-34184.707	34184.707	θ_5
-34184.707	-34184.707	21365.442	-21365.442	δ_1
34184.707	34184.707	-21365.442	21365.442	δ_2

Matriz de rigidez. Barra 2

θ_5	θ_6	δ_2	δ_3	
72927.375	36463.688	-34184.707	34184.707	θ_5
36463.688	72927.375	-34184.707	34184.707	θ_6
-34184.707	-34184.707	21365.442	-21365.442	δ_2
34184.707	34184.707	-21365.442	21365.442	δ_3

Vector de cargas de empotramiento. Barra 1

$$\underline{P}_1^e = \begin{bmatrix} 3.15733 - 0.58667r_1 - 0.26667r_2 \\ -3.15733 + 0.26667r_1 + 0.58667r_2 \\ -5.92 + 1.3r_1 + 0.3r_2 \\ -5.92 + 0.3r_1 + 1.3r_2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_4 \\ \theta_5 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

Vector de cargas de empotramiento. Barra 2

$$\underline{P}_2^e = \begin{bmatrix} 3.15733 - 0.58667r_2 - 0.26667r_3 \\ -3.15733 + 0.26667r_2 + 0.58667r_3 \\ -5.92 + 1.3r_2 + 0.3r_3 \\ -5.92 + 0.3r_2 + 1.3r_3 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_5 \\ \theta_6 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{matrix}$$

La matriz de rigidez de toda la estructura (tabla 9) es la suma de las matrices de rigidez de cada una de las barras. El vector de cargas de empotramiento de toda la estructura es la suma de los vectores de carga de empotramiento de cada una de las barras, el cual vale

$$\underline{P}^e = \begin{bmatrix} -5.92 + 1.3r_1 + 0.3r_2 \\ -11.84 + 0.6r_1 + 2.6r_2 \\ 3.15733 - 0.58667r_1 - 0.26667r_2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_4 \end{matrix}$$

(Sólo se muestran los renglones correspondientes a δ_1 , δ_2 y θ_4 porque, por simetría $\delta_3 = \delta_1$, $\theta_6 = -\theta_4$ y $\theta_5 = 0$).

El vector de cargas concentradas vale

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} -35 \\ -50 \\ -35 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_6 \end{matrix}$$

La condición de equilibrio de cargas en los nudos de la estructura conduce a la siguiente expresión (anexo 1)

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0$$

Sustituyendo valores

$$(\delta_1): 21365.442\delta_1 - 21365.442\delta_2 - 34184.707\theta_4 + 1.3r_1 + 0.3r_2 - 5.92 - 35 = 0 \quad (27)$$

$$(\delta_2): -42730.884\delta_1 + 42730.884\delta_2 + 68369.414\theta_4 + 0.6r_1 + 2.6r_2 - 11.84 - 50 = 0 \quad (28)$$

$$(\theta_4): -34184.707\delta_1 + 34184.707\delta_2 + 72927.375\theta_4 - 0.58667r_1 - 0.26667r_2 + 3.15733 = 0 \quad (29)$$

b) Cálculo de asentamientos

Hallemos el asentamiento bajo el punto 1 (fig 16a). Haciendo $i = 1$ en la ec 21

$$\delta_1 = (1/E_{z11})H_1(l_{z111}r_1d_1/a_1 + l_{z112}r_2d_2/a_2 + l_{z113}r_3d_3/a_3) + (1/E_{z12})H_2(l_{z121}r_1d_1/a_1 + l_{z122}r_2d_2/a_2 + l_{z123}r_3d_3/a_3) \quad (30)$$

Los módulos de deformación E_{z11} y E_{z12} están dados por (ec 23)

$$E_{z11} = \sigma_{z11}/\epsilon_{z11} \quad (31)$$

$$E_{z12} = \sigma_{z12}/\epsilon_{z12} \quad (32)$$

Las deformaciones unitarias ϵ_{z11} y ϵ_{z12} las obtendremos usando el procedimiento no lineal expuesto en el anexo 1 del cap 2, con las siguientes expresiones:

Deformación por cambio de forma

$$\varepsilon_{cf} = 1 - \exp \left\{ - \frac{p_a^{s-2}}{A_{cf}} \left(\frac{f}{c} \right) \left[- \frac{1}{(s-2)(p_{ce} + c \sigma_z)^{s-2}} + \frac{p_{ce}}{(s-1)((p_{ce} + c \sigma_z)^{s-1})} + \frac{1}{(s-2)(s-1)p_{ce}^{s-2}} \right] \right\} \quad (33)$$

$$p_{ce} = b_3 p_t + p_{co}' \quad (34)$$

$$f = 1 - v [(\sigma_x + \sigma_y)/\sigma_z] \quad (35)$$

$$c = b_1 + b_2 [(\sigma_x + \sigma_y)/\sigma_z] \quad (36)$$

$$b_1 = b_2 = 1/3$$

Deformación por cambio de volumen

$$\varepsilon_{cv} = 1 - \exp \left\{ - \frac{f [(p_{ve} + \sigma_z)^{1-s} - p_{ve}^{1-s}]}{A_{cv} p_a^{1-s} (1-s)} \right\} \quad (37)$$

$$p_{ve} = b_3 p_t + p_{vo}' \quad (38)$$

Ilustremos la aplicación del procedimiento calculando el módulo E_{z11} . Los esfuerzos σ_{z11} , σ_{x11} y σ_{y11} se obtienen con las ecs 24 a 26.

$$\sigma_{z11} = I_{z111} r_1 d_1/a_1 + I_{z112} r_2 d_2/a_2 + I_{z113} r_3 d_3/a_3 \quad (39)$$

$$\sigma_{x11} = I_{x111} r_1 d_1/a_1 + I_{x112} r_2 d_2/a_2 + I_{x113} r_3 d_3/a_3 \quad (40)$$

$$\sigma_{y11} = I_{y111} r_1 d_1/a_1 + I_{y112} r_2 d_2/a_2 + I_{y113} r_3 d_3/a_3 \quad (41)$$

Obtengamos como ejemplo los valores de influencia I_{z111} , I_{x111} e I_{y111} . Se coloca una presión unitaria $q = 1 \text{ t/m}^2$ en el área a_1 (fig 16) y se computan los esfuerzos normales σ_z , σ_x y σ_y debidos a esta carga, a la mitad del estrato 1. Obtenemos

$$\sigma_z = I_{z111} = 0.4868711 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_x = I_{x111} = 0.227869 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_y = I_{y111} = 0.2098534 \text{ t/m}^2$$

Los demás valores de influencia se determinan en forma similar. En la tabla 10 se presentan sus magnitudes.

Sustituyendo en la ec 39

$$\sigma_{z11} = 0.4868711 r_1 (1.6)/1.6(2) + 0.001743138 r_2 (3.2)/3.2(2)$$

$$+ 0.00001886487 r_3 (1.6)/1.6(2)$$

$$\sigma_{z11} = 0.24343555 r_1 + 0.000871569 r_2 + 0.000009432435 r_3 \quad (42)$$

En forma análoga se obtienen σ_{x11} y σ_{y11}

$$\sigma_{x11} = 0.1139345 r_1 + 0.00665339 r_2 + 0.00131314 r_3 \quad (43)$$

$$\sigma_{y11} = 0.1049267 r_1 + 0.017307215 r_2 + 0.002810045 r_3 \quad (44)$$

Para el inicio de los cálculos consideramos una reacción uniforme

$$r_1 = r_2 = r_3 = \{35(2) + 50\}/6.4 + 3.7 = 22.45 \text{ t/m}$$

Reemplazando en las ecs 42 a 44

$$\sigma_{z11} = 5.4849 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{x11} = 2.7367 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{y11} = 2.8072 \text{ t/m}^2$$

A continuación calculamos las deformaciones por cambio de forma y por cambio de volumen

Cambio de forma (ecs 33 a 36)

$$p_{ce} = 0.9914 \text{ t/m}^2$$

$v = 0.5$ (se considera que la deformación por cambio de forma ocurre a volumen constante)

$$f = 0.4946, c = 0.6703$$

$$\varepsilon_{cf} = 0.00075907$$

Cambio de volumen (ecs 37 y 38)

$$p_{ve} = 1.62 \text{ t/m}^2$$

$$\varepsilon_{cv} = 0.001028$$

$$\varepsilon_{z11} = \varepsilon_{cf} + \varepsilon_{cv} = 0.00178703$$

Sustituyendo valores en la ec 31

$$E_{z11} = 5.4849/0.00178703 = 3069.334 \text{ t/m}^2$$

En forma similar se obtiene

$$E_{z12} = 3293.065 \text{ t/m}^2$$

Reemplazando en la ec 30, y considerando que por simetría $r_1 = r_3$

$$\delta_1 = 0.00013151 r_1 + 0.0000099976 r_2 \quad (45)$$

De manera similar obtenemos

$$\delta_2 = 0.000021166 r_1 + 0.00027335 r_2 \quad (46)$$

c) Compatibilidad de deformaciones

La compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo equivale a resolver el sistema formado por las ecuaciones 27, 28, 29, 45 y 46. Obtenemos

$$\delta_1 = 0.0044939 \text{ m}, \delta_2 = 0.0038785 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.00055543$$

$$r_1 = 33.289 \text{ t/m}, r_2 = 11.611 \text{ t/m}$$

Con los nuevos valores de $r_1 = r_3$ (por simetría) y r_2 se repite el proceso hasta que éstos ya no cambien en dos iteraciones sucesivas. Esto se logra en la iteración 6, en la que se obtiene

$$\delta_1 = 0.0046612 \text{ m}, \delta_2 = 0.0037665 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.00067864$$

$$r_1 = 31.534 \text{ t/m}, r_2 = 13.366 \text{ t/m}$$

Comportamiento lineal

En forma aproximada, se puede resolver la interacción considerando que la deformación bajo el punto i de un estrato de suelo de espesor H_i está dada por

$$\delta_{ij} = (H_i/E_{ij}) [\sigma_{zij} - \nu(\sigma_{xij} + \sigma_{yij})] \quad (47)$$

donde E_{ij} es el módulo de deformación del suelo y ν su relación de Poisson.

Sustituyendo las ecs 24 a 26 en la ec 47

$$\delta_{ij} = (H_i/E_{ij}) \sum_{k=1}^{nr} [I_{zijk} - \nu(I_{xijk} + I_{yijk})] r_k d_k / a_k$$

Sea

$$I_{ijk} = I_{zijk} - \nu(I_{xijk} + I_{yijk}) \quad (48)$$

$$\delta_{ij} = (H_i/E_{ij}) \sum_{k=1}^{nr} I_{ijk} r_k d_k / a_k$$

Tomando en cuenta todos los estratos de subsuelo, y una posible deformación previa δ_{oi} , la deformación del punto i es

$$\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{ne} (H_j/E_{ij}) \sum_{k=1}^{nr} I_{ijk} r_k d_k / a_k \quad (49)$$

Ilustremos el desarrollo del procedimiento lineal con la zapata de la fig 17 (ejemplo 4).

El análisis estructural es similar al del ejemplo 3 del método no lineal.

En el suelo, desarrollamos la ec 49 para $i = 1$:

$$\delta_1 = (H_1/E_{11}) (I_{111}r_1d_1/a_1 + I_{112}r_2d_2/a_2 + I_{113}r_3d_3/a_3)$$

$$+ (H_{12}/E_{12}) (I_{121}r_1d_1/a_1 + I_{122}r_2d_2/a_2 + I_{123}r_3d_3/a_3)$$

En la tabla 10 se muestran los valores de influencia para este problema. Sustituyendo valores

$$\delta_1 = (0.8/500)[(0.194828/2)r_1 - (0.02614844/2)r_2$$

$$- (0.00174077/2)r_3] + (1.6)/(560)[(0.23528931/2)r_1$$

$$- (0.00780255/2)r_2 - (0.00481864/2)r_3]$$

Tomando en cuenta que $r_1 = r_3$

$$\delta_1 = 0.000483712 r_1 - 0.00003206525 r_2 \quad (50)$$

En forma análoga se obtiene

$$\delta_2 = -0.000031436 r_1 + 0.00098398 r_2 \quad (51)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones 27, 28, 29, 50 y 51:

$$\delta_1 = 0.014285 \text{ m}, \delta_2 = 0.013224 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.00075212$$

$$r_1 = 30.487 \text{ t/m}, r_2 = 14.413 \text{ t/m}$$

[Nota: Es importante que los módulos de deformación E_{ij} se determinen considerando el efecto de la presión de confinamiento en el terreno, el hecho de que la curva esfuerzo-deformación unitaria de los suelos es no lineal, así como la posible variación con el tiempo de las propiedades mecánicas.]

Interacción estructura-suelo plástico parcialmente saturado

En un suelo plástico parcialmente saturado, además de los asentamientos producidos por las cargas de una estructura, se presentan deformaciones debidas a cambios de humedad en el suelo. Un ejemplo de esta clase de fenómeno lo constituyen las arcillas expansivas, que sufren fuertes cambios volumétricos al variar su humedad natural.

Para ilustrar el fenómeno anterior, consideremos el cimiento de la fig 18 (ejemplo 5). La aplicación de la ec 4

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0$$

conduce al siguiente sistema de ecuaciones

$$(\delta_1): 10939.1\delta_1 - 10939.1\delta_2 - 21878.12\theta_4$$

$$+ 1.625r_1 + 0.375r_2 - 7.4 - 35 = 0 \quad (52)$$

$$(\delta_2): -21878.2\delta_1 + 21878.2\delta_2 + 43756.4\theta_4 + 0.75r_1 + 3.25r_2 - 14.8 - 50 = 0 \quad (53)$$

$$(\theta_4): -21878.2\delta_1 + 21878.2\delta_2 + 58341.9\theta_4 - 0.91667r_1 - 0.41667r_2 + 4.9333 = 0 \quad (54)$$

Supongamos que con las consideraciones hechas en los incisos anteriores, se hallan las siguientes deformaciones del suelo en función de las cargas (matriz de flexibilidades del suelo)

$$\delta_1 = 0.000817668 r_1 + 0.0000349723 r_2 \quad (55)$$

$$\delta_2 = 0.0000634471 r_1 + 0.00163405 r_2 \quad (56)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones 52 a 56 obtenemos

$$\delta_1 = 0.021759 \text{ m}, \delta_2 = 0.020075 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.0010381$$

$$r_1 = 26.129 \text{ t/m}, r_2 = 11.271 \text{ t/m}$$

Supongamos que por un aumento de humedad en el suelo, en campo libre la arcilla sufre una expansión de 3 cm en los puntos 1 y 3, y de 5 cm en el punto 2 (fig 16). Aplicando la ec 49 en las ecs 55 y 56 obtenemos

$$\delta_1 = -0.03 + 0.000817668r_1 + 0.0000349723r_2 \quad (57)$$

$$\delta_2 = -0.05 + 0.0000634471r_1 + 0.00163405r_2 \quad (58)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones 52, 53, 54, 57 y 58

$$\delta_1 = -0.013950 \text{ m}, \delta_2 = -0.018469 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.0020384$$

$$r_1 = 18.835 \text{ t/m}, r_2 = 18.565 \text{ t/m}$$

Nótese el cambio notable en las reacciones del suelo por las expansiones de la arcilla.

Método iterativo

La interacción suelo-estructura se puede resolver mediante un método iterativo. Esto tiene aplicación en la práctica cuando se dispone de un paquete o un programa de computadora que sustituye al terreno de cimentación por "resortes", que representan el módulo de reacción de dicho terreno. Dado que no se conoce a priori la "constante del resorte", pues depende del diagrama de reacción del suelo, que es lo que justamente se está

buscando, se tiene que recurrir a un procedimiento iterativo (Chamecki, 1956), que consiste en suponer valores iniciales de las "constantes de los resortes", y con ellas computar por una parte las deformaciones de la estructura, y por otra las deformaciones del suelo; la diferencia entre deformaciones de estructura y suelo permite ajustar la "constante del resorte"; el proceso se repite hasta que coinciden las deformaciones de estructura y terreno.

El método se usa de la siguiente forma:

- a) En el terreno se entra con las cargas r_i y se determinan las deformaciones δ_i con la matriz de flexibilidades del suelo (se puede iniciar con la reacción uniforme); los módulos de reacción (o "constantes de los resortes") se obtienen

$$K_{vi} = r_i d_i / \delta_i \quad (59)$$

- b) En la estructura se entra con las K_{vi} y se calculan las deformaciones; las reacciones r_i por unidad de longitud (en t/m) se obtienen

$$r_i = K_{vi} \delta_i / d_i \quad (60)$$

donde d_i es la longitud en que actúa r_i .

Con estos valores de r_i se entra nuevamente al suelo (inciso a), y el proceso se repite hasta que coinciden las deformaciones de estructura y suelo.

Ilustremos el proceso anterior con la zapata de la fig 19 (ejemplo 6). Los datos de estructura y suelo son los mismos del ejemplo 3 (fig 13). De acuerdo con la ec 4

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^o + \underline{P}^c = 0$$

Las reacciones del terreno se pueden incorporar en el vector de cargas concentradas \underline{P}^c (fig 19b). De esta forma, obtenemos el siguiente sistema de ecuaciones

$$(\delta_1): (21365.442 + K_{v1})\delta_1 - 21365.442\delta_2 - 34184.707\theta_4 - 5.92 - 35 = 0 \quad (61)$$

$$(\delta_2): -42730.884\delta_1 + (42730.884 + K_{v2})\delta_2 + 68369.414\theta_4 - 11.84 - 50 = 0 \quad (62)$$

$$(\theta_4): -34184.707\delta_1 + 34184.707\delta_2 + 72927.375\theta_4$$

$$+ 3.15733 = 0 \quad (63)$$

En el terreno de cimentación habíamos obtenido la siguiente matriz de flexibilidades (ecs 50 y 51)

$$\delta_1 = 0.000483712 r_1 - 0.00003206525 r_2 \quad (64)$$

$$\delta_2 = -0.000031436 r_1 + 0.00098398 r_2 \quad (65)$$

Las iteraciones se realizan de la siguiente forma

1ra iteración

Iniciamos el proceso considerando una reacción uniforme $r_1 = r_2 = r_3 = 22.45 \text{ t/m}$

Terreno de cimentación. Aplicando las ecs 64, 65 y 59

δ_1	δ_2	K_{v1}	K_{v2}
m	m	t/m	t/m
0.010139	0.021385	3542.592	3359.425

Estructura. Con los K_{vi} anteriores, y aplicando las ecs 61, 62, 63 y 60

δ_1	δ_2	r_1	r_2
m	m	t/m	t/m
0.013295	0.014729	29.437	15.463

2da iteración

Terreno de cimentación. Con los r_i anteriores y aplicando las ecs 64, 65 y 59

δ_1	δ_2	K_{v1}	K_{v2}
m	m	t/m	t/m
0.013743	0.014290	3427.089	3462.699

Estructura. Con los K_{vi} anteriores, y aplicando las ecs 61, 62, 63 y 60

δ_1	δ_2	r_1	r_2
m	m	t/m	t/m
0.013498	0.014775	28.912	15.988

3ra iteración

Terreno de cimentación. Aplicando las ecs 64, 65 y 59

δ_1	δ_2	K_{v1}	K_{v2}
m	m	t/m	t/m
0.013473	0.014823	3433.619	3451.506

Estructura. Con los K_{vi} anteriores, y aplicando las ecs 61, 62, 63 y 60

δ_1	δ_2	r_1	r_2
m	m	t/m	t/m
0.013493	0.014783	28.956	15.944

4ta iteración

Terreno de cimentación. Aplicando las ecs 64, 65 y 59

δ_1	δ_2	K_{v1}	K_{v2}
m	m	t/m	t/m
0.013495	0.014779	3433.069	3452.402

Estructura. Con los K_{vi} anteriores, y aplicando las ecs 61, 62, 63 y 60

δ_1	δ_2	r_1	r_2
m	m	t/m	t/m
0.013493	0.014782	28.952	15.948

Apreciamos que en la 4ta iteración las deformaciones de suelo y estructura prácticamente coinciden.

Método aproximado para tomar en cuenta la rigidez angular de las columnas que llegan a la estructura de cimentación

Los procedimientos de interacción vistos en los incisos anteriores permiten tomar en cuenta todos los pisos de la estructura. Con el propósito de presentar ejemplos que se puedan resolver "a mano", sin el auxilio de la computadora, hemos presentado ejemplos muy sencillos, en los cuales, y sólo para fines didácticos, se considera únicamente la estructura de cimentación.

Supongamos que se desea hacer el análisis preliminar de una subestructura, sin tomar en cuenta los niveles superiores. En este caso, las columnas transmiten las cargas a la cimentación, pero como están unidas a la infraestructura, también imponen una condición de continuidad estructural en los nudos correspondientes. La presencia de una columna provoca que en el nudo se presente un momento flexionante que vale $K_e \theta$, donde K_e es la rigidez a la rotación de la columna (rigidez angular) y θ es el ángulo que gira el nudo en cuestión. Este momento flexionante se agrega en el vector de cargas concentradas \underline{P}_c de la ec 4

$$K \delta + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (ec 4)$$

Ilustremos el procedimiento con el ejemplo 4, considerando que las columnas tienen una rigidez angular $K_e = 6215.222 \text{ t.m/rad}$. El vector \underline{P}^c es

	Grado de libertad
$\underline{P}^c =$	1
- 35	2
- 50	3
- 35	4
6215.2220 ₄	5
6215.2220 ₅	6
6215.2220 ₆	

Aplicando la ec 4, el sistema de ecuaciones 27 a 29 queda modificado de la siguiente forma

$$(\delta_1): 21365.442\delta_1 - 21365.442\delta_2 - 34184.707\theta_4 + 1.3 r_1 + 0.3 r_2 - 5.92 - 35 = 0 \quad (66)$$

$$(\delta_2): -42730.884\delta_1 + 42730.884\delta_2 + 68369.414\theta_4 + 0.6 r_1 + 2.6 r_2 - 11.84 - 50 = 0 \quad (67)$$

$$(\theta_4): -34184.707\delta_1 + 34184.707\delta_2 + 72927.375\theta_4 - 0.58667r_1 - 0.26667r_2 + 3.15733 + 6215.222\theta_4 = 0 \quad (68)$$

En el terreno habíamos obtenido (ecs 50 y 51)

$$\delta_1 = 0.000483712 r_1 - 0.00003206525 r_2 \quad (69)$$

$$\delta_2 = -0.000031436 r_1 + 0.00098398 r_2 \quad (70)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones 66 a 70

$$\delta_1 = 0.014190 \text{ m}, \delta_2 = 0.013411 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.00057055$$

$$r_1 = 30.303 \text{ t/m}, r_2 = 14.597 \text{ t/m}$$

Determinación de elementos mecánicos

Los elementos mecánicos se obtienen como se indica en el anexo 1. Las expresiones que se emplean son las siguientes (sistema local, fig 20)

Barra horizontal

$$M_p' = wL^2/12 - (11/192)L^2r_r - (5/192)L^2r_s + (4EI/L)\theta_p' + (2EI/L)\theta_q' - (6EI/L^2)\delta_r' + (6EI/L^2)\delta_s' \quad (71)$$

$$M_q' = -wL^2/12 + (5/192)L^2r_r + (11/192)L^2r_s + (2EI/L)\theta_p' + (4EI/L)\theta_q' - (6EI/L^2)\delta_r' + (6EI/L^2)\delta_s' \quad (72)$$

$$V_r' = -wL/2 + (13/32)Lr_r + (3/32)Lr_s - (6EI/L^2)\theta_p' - (6EI/L^2)\theta_q' + (12EI/L^3)\delta_r' - (12EI/L^3)\delta_s' \quad (73)$$

$$V_s' = -wL/2 + (3/32)Lr_r + (13/32)Lr_s + (6EI/L^2)\theta_p' + (6EI/L^2)\theta_q' - (12EI/L^3)\delta_r' + (12EI/L^3)\delta_s' \quad (74)$$

[Nota: En las barras de la superestructura tomar $r_r = r_s = 0$]

Barra vertical

$$M_p' = wL^2/12 + (4EI/L)\theta_p' + (2EI/L)\theta_q' + (6EI/L^2)\delta_u' - (6EI/L^2)\delta_v' \quad (75)$$

$$M_q' = -wL^2/12 + (2EI/L)\theta_p' + (4EI/L)\theta_q' + (6EI/L^2)\delta_u' - (6EI/L^2)\delta_v' \quad (76)$$

$$V_u' = wL/2 - (6EI/L^2)\theta_p' - (6EI/L^2)\theta_q' - (12EI/L^3)\delta_u' + (12EI/L^3)\delta_v' \quad (77)$$

$$V_v' = wL/2 + (6EI/L^2)\theta_p' + (6EI/L^2)\theta_q' + (12EI/L^3)\delta_u' - (12EI/L^3)\delta_v' \quad (78)$$

Los diagramas de fuerza cortante y de momento flexionante en una barra de la cimentación (fig 20) se obtienen con las siguientes expresiones

$$x \leq L/2: V' = -V_r' + (r_r - w)x \quad (79)$$

$$M' = -M_p' - V_r'x - (r_r - w)x^2/2 \quad (80)$$

$$M_{\max}' \text{ para } x = V_r'/(r_r - w) \quad (81)$$

$$x \geq L/2: V' = -V_r' - wx + r_rL/2 + r_s(x - L/2) \quad (82)$$

$$M' = -V_r'x - wx^2/2 + (r_rL/2)(x - L/4) + (r_s/2)(x - L/2)^2 \quad (83)$$

$$M_{\max}' \text{ para } x = [V_r' + (r_s - r_r)L/2]/(r_s - w) \quad (84)$$

En las ecs 79 a 84, el cortante es positivo si va hacia arriba a la izquierda de la barra, mientras que el momento es positivo si produce compresión en las fibras superiores de la barra.

Calculemos los elementos mecánicos en los nudos de la estructura del inciso anterior (ejemplo 4, fig 17, con $K_\theta = 6215.222 \text{ t.m/rad}$ en las columnas). Habíamos obtenido

$$\delta_1 = 0.014190 \text{ m}, \delta_2 = 0.013411 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.00057055$$

$$r_1 = 30.303 \text{ t/m}, r_2 = 14.597 \text{ t/m}$$

Aplicando las ecs 71 a 74

$$M_p' = 3.7(3.2)^2/12 - (11/192)(3.2)^2(30.303) - (5/192)(3.2)^2(14.597) + [(4)(1130000)(0.05163)/(3.2)](0.00057055) + [(2)(1130000)(0.05163)/(3.2)](0) - (6)(1130000)(0.05163)/(3.2)^2(0.01419) - (6)(1130000)(0.05163)/(3.2)^2(0.013411)$$

$$M_p' = -3.534 \text{ t.m}$$

$$M_q' = 7.662 \text{ t.m}$$

$V_r' = 35 \text{ t}$
 $V_s' = 25 \text{ t}$

Los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante se hallan con las ecs 79 a 84. Sin embargo, en la práctica conviene modelar la estructura de cimentación con cuatro o más barras, para obtener mayor precisión. En el siguiente capítulo se presenta un ejemplo de análisis y diseño de una zapata corrida empleando ocho barras en la estructura de cimentación, en ese ejemplo se expone la forma de obtener los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante.

Interacción suelo-losa de cimentación

Una losa de cimentación se puede modelar como una red de barras ortogonales entre sí. La solución es más precisa a medida que se incrementa el número de éstas. Para una red de barras horizontales, se puede despreciar el acortamiento de barras; además $\alpha = 0$. La matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de una barra quedan como se muestra en el anexo 4 (véase el anexo 1).

Ilustraremos el análisis de una losa con el ejemplo de la fig 21 (Deméneghi, 1996). La estratigrafía y propiedades se muestran en la fig 22. Se desprecian los efectos de acortamiento de barras. La numeración de barras y de grados de libertad se exhiben en la fig 23. Como ilustración presentamos los de las barras 1 y 7, para el sistema global:

Barra	θ_p	θ_a	δ_r	δ_s	θ_a	θ_p
1	θ_{10}	θ_{12}	δ_1	δ_2	θ_{11}	θ_{13}
7	θ_{10}	θ_{16}	δ_1	δ_4	θ_{11}	θ_{17}

A continuación hallaremos las matrices de rigidez y los vectores de empotramiento de las barras 1 y 7. Utilizando los valores del anexo 4 se obtienen las matrices K_1 y K_7 , que se muestran en las tablas y , respectivamente. La matriz de rigidez de toda la estructura es la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras de la estructura (el rango de cada matriz se toma de 27 por 27). A manera de ejemplo, en la tabla # se presenta la matriz de rigidez de la estructura para los primeros 5 grados de libertad.

Determinemos a continuación los vectores de empotramiento de las barras 1 y 7. Aplicando la ec 20

		GL
	$1.233 - 1.0593r_1 - 0.4815r_2$	10
	$-1.233 + 0.4815r_1 + 1.0593r_2$	12
$\underline{P}_1^{\circ} =$	$-1.72 + 1.747r_1 + 0.4031r_2$	1
	$-1.72 + 0.4031r_1 + 1.747r_2$	2
	0	11
	0	13

GL = grado de libertad

		GL
	0	10
	0	16
$\underline{P}_7^{\circ} =$	$-1.72 + 1.747r_1 + 0.4031r_4$	1
	$-1.72 + 0.4031r_1 + 1.747r_4$	4
	$1.233 - 1.0593r_1 - 0.4815r_4$	11
	$-1.233 + 0.4815r_1 + 1.0593r_4$	17

Como ejemplo presentamos a continuación el vector de cargas de empotramiento de la estructura, para los primeros 5 grados de libertad

$$\underline{P}^{\circ} = \begin{matrix} -3.44 + 3.494r_1 + 0.4031r_2 + 0.4031r_4 \\ -6.88 + 0.4031r_1 + 5.241r_2 + 0.4031r_3 + 0.4031r_5 \\ -3.44 + 0.4031r_2 + 3.494r_3 + 0.4031r_6 \\ -6.88 + 0.4031r_1 + 5.241r_4 + 0.4031r_5 + 0.4031r_7 \\ -13.76 + 0.4031r_2 + 0.4031r_4 + 6.988r_5 + 0.4031r_6 \\ + 0.4031r_8 \end{matrix}$$

El vector de cargas concentradas, para los primeros 5 grados de libertad vale

		GL
	-9.6	1
	0	2
$\underline{P}^c =$	-9.6	3
	0	4
	0	5

Sustituyendo valores en la ec 4 y tomando en cuenta que por simetría

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \delta_3 = \delta_7 = \delta_9 & \delta_2 &= \delta_4 = \delta_6 = \delta_8 \\ r_1 &= r_3 = r_7 = r_9 & r_2 &= r_4 = r_6 = r_8 \\ \theta_{10} &= \theta_{11} = -\theta_{14} = \theta_{15} = \theta_{22} = -\theta_{23} = -\theta_{26} = -\theta_{27} \\ \theta_{13} &= \theta_{16} = -\theta_{20} = -\theta_{25} \end{aligned}$$

se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones (que representa el equilibrio de cortantes o de momentos en el grado de libertad correspondiente):

Grado de libertad 1

$$773.14\delta_1 - 773.14\delta_2 - 1662.24\theta_{10} + 3.494r_1 + 0.8062r_2 - 3.44 - 9.6 = 0 \quad (a)$$

Grado de libertad 2

$$-773.14\delta_1 + 859.767\delta_2 - 86.62\delta_5 + 1662.24\theta_{10} - 186.23\theta_{13} + 0.8062r_1 + 5.24r_2 + 0.403r_5 - 6.88 = 0 \quad (b)$$

Grado de libertad 5

$$-346.48\delta_2 + 346.48\delta_5 + 744.92\theta_{13} + 1.6124r_2 + 6.988r_5 - 13.76 = 0 \quad (c)$$

Grado de libertad 10

$$-831.12\delta_1 + 831.12\delta_2 + 2692.76\theta_{10} - 310.23\theta_{13} - 1.0593r_1 - 0.4815r_2 + 1.233 = 0 \quad (d)$$

Grado de libertad 13

$$-186.23\delta_2 + 186.23\delta_5 - 620.46\theta_{10} + 1154.32\theta_{13} - 1.0593r_2 - 0.4815r_5 + 2.465 = 0 \quad (e)$$

Las deformaciones del terreno de cimentación se determinan con el procedimiento indicado en el inciso de análisis lineal. Presentamos a continuación como ejemplo la obtención de δ_1

$$\begin{aligned} \delta_1 = & 0.0154(2.4)[0.2271(4.3r_1)/4.6225 \\ & + 0.009375(6.45r_2)/9.245 + 0.0001528(4.3r_3)/4.6225 \\ & + 0.009375(6.45r_4)/9.245 + 0.002988(8.6r_5)/18.49 \\ & + 0.0001625(6.45r_6)/9.245 + 0.0001528(4.3r_7)/4.6225 \\ & + 0.0001625(6.45r_8)/9.245 + 0.00002824(4.3r_9)/4.6225] \\ & + 0.0222(2.0)[0.1139(4.3r_1)/4.6225 \\ & + 0.04407(6.45r_2)/9.245 + 0.002284(4.3r_3)/4.6225 \\ & + 0.04407(6.45r_4)/9.245 + 0.028026(8.6r_5)/18.49 \\ & + 0.002638(6.45r_6)/9.245 + 0.0022836(4.3r_7)/4.6225 \\ & + 0.002638(6.45r_8)/9.245 + 0.0005157(4.3r_9)/4.6225] \end{aligned}$$

Aprovechando la simetría de la estructura obtenemos (Deméneghi, 1996)

$$\delta_1 = 0.012733r_1 + 0.0033854r_2 + 0.00063012r_5 \quad (f)$$

$$\delta_2 = 0.0036877r_1 + 0.020326r_2 + 0.0021424r_5 \quad (g)$$

$$\delta_5 = 0.0028714r_1 + 0.010629r_2 + 0.025023r_5 \quad (h)$$

La compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el terreno de cimentación se logra reemplazando las ecs f , g y h en las ecs a , b , c , d y e , o resolviendo el sistema de ecuaciones de la a a la h :

$$r_1 = 3.235 \text{ t/m}, r_2 = 1.082 \text{ t/m}, r_5 = 1.149 \text{ t/m}$$

$$\theta_{10} = 0.003760, \theta_{13} = -0.0007646$$

$$\delta_1 = 0.04558 \text{ m}, \delta_2 = 0.03638 \text{ m}, \delta_5 = 0.04953 \text{ m}$$

Como ilustración, hallaremos los elementos mecánicos en las barras 1 y 7 (sistema local), para lo que se aplican las ecs 71 a 74

Barra 1

$$M_{10}' = -1.403 \text{ t.m}, M_{12}' = -1.697 \text{ t.m}$$

$$V_1' = 4.8 \text{ t}, V_2' = 1.042 \text{ t}$$

$$M_{11}' = -1.404 \text{ t.m}, M_{13}' = 1.404 \text{ t.m}$$

Barra 7

$$M_{11}' = -1.403 \text{ t.m}, M_{17}' = -1.697 \text{ t.m}$$

$$V_1' = 4.8 \text{ t}, V_4' = 1.042 \text{ t}$$

$$M_{10}' = 1.404 \text{ t.m}, M_{16}' = -1.404 \text{ t.m}$$

REFERENCIAS

Burland, J B y Burbridge, M C, "Settlement of foundations on sand and gravel", Proc Inst Civil Eng, part I: 1325-1381, 1985

Chamecki, S, "Structural rigidity in calculating settlements", Jour Soil Mech Found Div, Proc ASCE, Vol 88, N° SM1, 1956

Deméneghi, A, "Interacción estática suelo-estructura, considerando efectos de torsión y acortamiento de barras", XVIII Reunión Nal Mec Suelos, Vol 1: 303-310, Morelia, Soc Mex Mec Suelos, 1996

Sowers, G F, "Shallow foundations", cap 6 de Foundation Engineering, ed por G A Leonards, McGraw-Hill, 1962

Terzaghi, K, "Evaluation of coefficients of subgrade reaction", Géotechnique, V, 1955

Zeevaert, L, *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, Van Nostrand Reinhold, 1973

(Acise,Acisef3,lsezc24,lsezc3,lsezc31,lsezc32,
lske7,lske84,lske85,Maribo8,lske86,lsclb)

TABLA 4
NUMERACIÓN DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD (EJEMPLO 2)

Barra	θ_p	θ_q	δ_r	δ_s	δ_u	α
						grados
1	θ_5	θ_7	δ_1	δ_1	δ_3	90
2	θ_6	θ_8	δ_2	δ_2	δ_4	90
3	θ_7	θ_8	δ_1	δ_2	-	0

TABLA 5
MATRIZ DE RIGIDEZ DE TODA LA ESTRUCTURA (EJEMPLO 2)

δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	θ_5	θ_6	θ_7	θ_8	
664.2	-664.2	0	0	0	0	-1992.6	-1992.6	δ_1
---	---	---	---	---	---	---	---	δ_2
0	0	184.24	0	423.76	0	423.76	0	δ_3
---	---	---	---	---	---	---	---	δ_4
0	0	423.76	0	1299.52	0	649.76	0	θ_5
---	---	---	---	---	---	---	---	θ_6
-1992.6	1992.6	423.76	0	649.76	0	9269.92	3985.2	θ_7
---	---	---	---	---	---	---	---	θ_8

TABLA 6
VECTOR DE CARGAS DE EMPOTRAMIENTO
DE TODA LA ESTRUCTURA (EJEMPLO 2)

-4.62	δ_1
-4.62	δ_2
0	δ_3
0	δ_4
0	θ_5
0	θ_6
4.62	θ_7
-4.62	θ_8

TABLA 8
PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN. EJEMPLO 3

Estrato	A_{cf}	S_{cf}	A_{cv}	S_{cv}	v	K_o	$\gamma, t/m^3$
1	360	1.69	733	0.705	0.295	0.418	1.8
2	480	1.67	879	0.715	0.295	0.418	1.8

(Acise,Acisef3,lsezc24,lsezc3,lsezc31,lsezc32,lske7,lske8)

ANEXO 3
 MATRIZ DE RIGIDEZ DE UNA BARRA
 MARCO CON BARRAS ORTOGONALES
 SIN CONSIDERAR ACORTAMIENTO DE BARRAS

Barras horizontales

θ_p	θ_a	δ_r	δ_s	
$4EI/L$	$2EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	θ_p
$2EI/L$	$4EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	θ_a
$-6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$12EI/L^3$	$-12EI/L^3$	δ_r
$6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$-12EI/L^3$	$12EI/L^3$	δ_s

Barras verticales

θ_p	θ_a	δ_u	δ_v	
$4EI/L$	$2EI/L$	$6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	θ_p
$2EI/L$	$4EI/L$	$6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	θ_a
$6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$12EI/L^3$	$-12EI/L^3$	δ_u
$-6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$-12EI/L^3$	$12EI/L^3$	δ_v

ANEXO 4
 MATRIZ DE RIGIDEZ. BARRA DE UNA RETÍCULA DE CIMENTACIÓN, $\alpha = 0$
 SISTEMA GLOBAL

DIRECCIÓN x, $\beta = 0$

θ_p	θ_a	δ_r	δ_s	θ_a	θ_b	
$4EI/L$	$2EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	0	0	θ_p
$2EI/L$	$4EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	0	0	θ_a
$-6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$12EI/L^3$	$-12EI/L^3$	0	0	δ_r
$6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$-12EI/L^3$	$12EI/L^3$	0	0	δ_s
0	0	0	0	GI_y/L	$-GI_y/L$	θ_a
0	0	0	0	$-GI_y/L$	GI_y/L	θ_b

DIRECCIÓN y, $\beta = 90^\circ$

θ_p	θ_a	δ_r	δ_s	θ_a	θ_b	
------------	------------	------------	------------	------------	------------	--

GI_t/L	$-GI_t/L$	0	0	0	0	θ_p
$-GI_t/L$	GI_t/L	0	0	0	0	θ_q
0	0	$12EI/L^3$	$-12EI/L^3$	$6EI/L^2$	$6EI/L^2$	δ_r
0	0	$-12EI/L^3$	$12EI/L^3$	$-6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	δ_s
0	0	$6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$4EI/L$	$2EI/L$	θ_a
0	0	$6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$2EI/L$	$4EI/L$	θ_b

VECTOR DE CARGAS DE EMPOTRAMIENTO. BARRA DE CIMENTACIÓN. SISTEMA GLOBAL

$$\begin{aligned}
 \underline{P}_m^e = & \begin{bmatrix} [wL^2/12 - (11/192)L^2 r_r - (5/192)L^2 r_s] \cos \beta \\ [-wL^2/12 + (5/192)L^2 r_r + (11/192)L^2 r_s] \cos \beta \\ [-wL/2 + (13/32)L r_r + (3/32)L r_s] \cos \alpha \\ [-wL/2 + (3/32)L r_r + (13/32)L r_s] \cos \alpha \\ [-wL^2/12 + (11/192)L^2 r_r + (5/192)L^2 r_s] \sin \beta \\ [wL^2/12 - (5/192)L^2 r_r - (11/192)L^2 r_s] \sin \beta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \theta_a \\ \theta_b \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

(Acise)

1. Nota preliminar
2. Interacción estática suelo-estructura
 - Zapatas aisladas
 - Zapatas corridas y losas

Interacción estructura-suelo friccionante
 Interacción estructura-suelo cohesivo totalmente saturado
 Interacción estructura-suelo cohesivo parcialmente saturado
 Interacción estructura-suelo cementado parcialmente saturado

3. Interacción dinámica suelo-estructura



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO
DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MODULO II “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.”

CLAVE CA-026

TEMA

INTERACCIÓN SUELO – PILOTE
MÉTODO SIMPLIFICADO
DEL 11 AL 24 DE MAYO

EXPOSITOR: ING. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DE 2004

INTERACCIÓN SUELO-PILOTE MÉTODO SIMPLIFICADO

Agustín Deméneghi Colina

Ilustraremos el método simplificado de interacción suelo-pilote con el siguiente ejemplo:

Pilote circular de diámetro = 35 cm, L = 3 m.

$$f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 158000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 73\,661.76 \text{ cm}^4$$

Carga en la cabeza del pilote 3.4 t

Rigidez de la subestructura (contratraves) $K_{cr} = 702\,658.62 \text{ t.m/rad}$.

En el terreno de cimentación $G = 330 \text{ t/m}^2$

En la punta del pilote $K_{sr} = 8.575 \text{ t.m/rad}$

$$K_{st} = 298.941 \text{ t/m}$$

SOLUCIÓN

En la fig 1 se muestra el sistema de cargas sobre el pilote, y en la fig 2 se indican los desplazamientos que sufre el pilote.

La matriz de rigidez del pilote y el vector de cargas de empotramiento sobre el pilote se obtienen en forma similar a lo tratado en capítulos anteriores, considerando los tramos del pilote como vigas continuas.

El vector de cargas concentradas está dado por

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} 3.4 \\ 0 \\ K_{st} \delta_3 \\ K_{cr} \theta_4 \\ 0 \\ K_{sr} \theta_6 \end{bmatrix}$$

Considerando dos "estratos verticales", el primero de espesor 0.25 m y el segundo de espesor 0.30 m, y con un $M_z = 0.001045 \text{ m}^2/\text{t}$, se obtiene la matriz de flexibilidades del suelo

$$\delta_1 = 0.00056007 r_1 + 0.00000042478 r_2 + 0 r_3 \quad (a)$$

$$\delta_2 = 0.0000004012 r_1 + 0.0011201 r_2 + 0.00000004012 r_3 \quad (b)$$

$$\delta_3 = 0 r_1 + 0.00000042478 r_2 + 0.00056007 r_3 \quad (c)$$

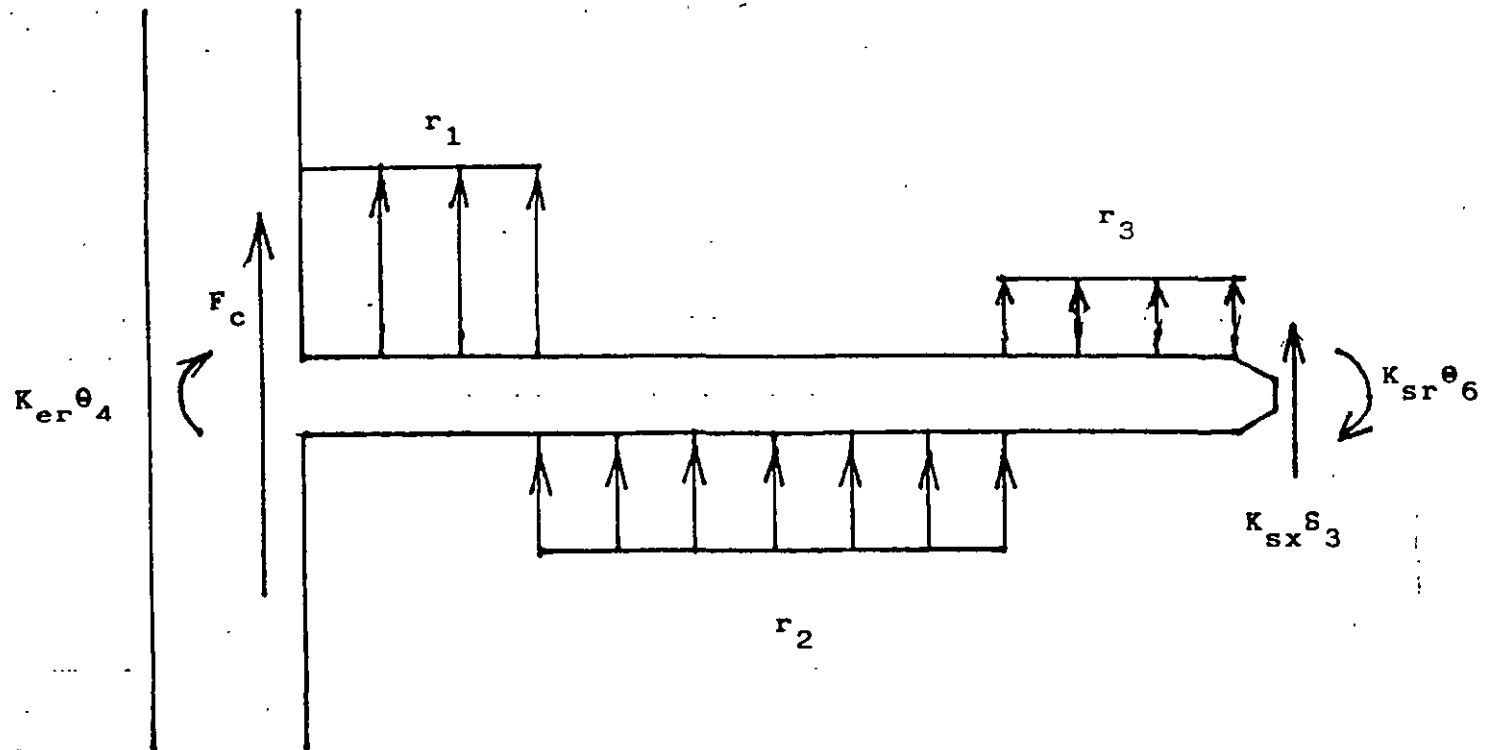
Aplicando la ecuación general de equilibrio

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0$$

y las ecs (a), (b) y (c), se obtienen los siguientes resultados

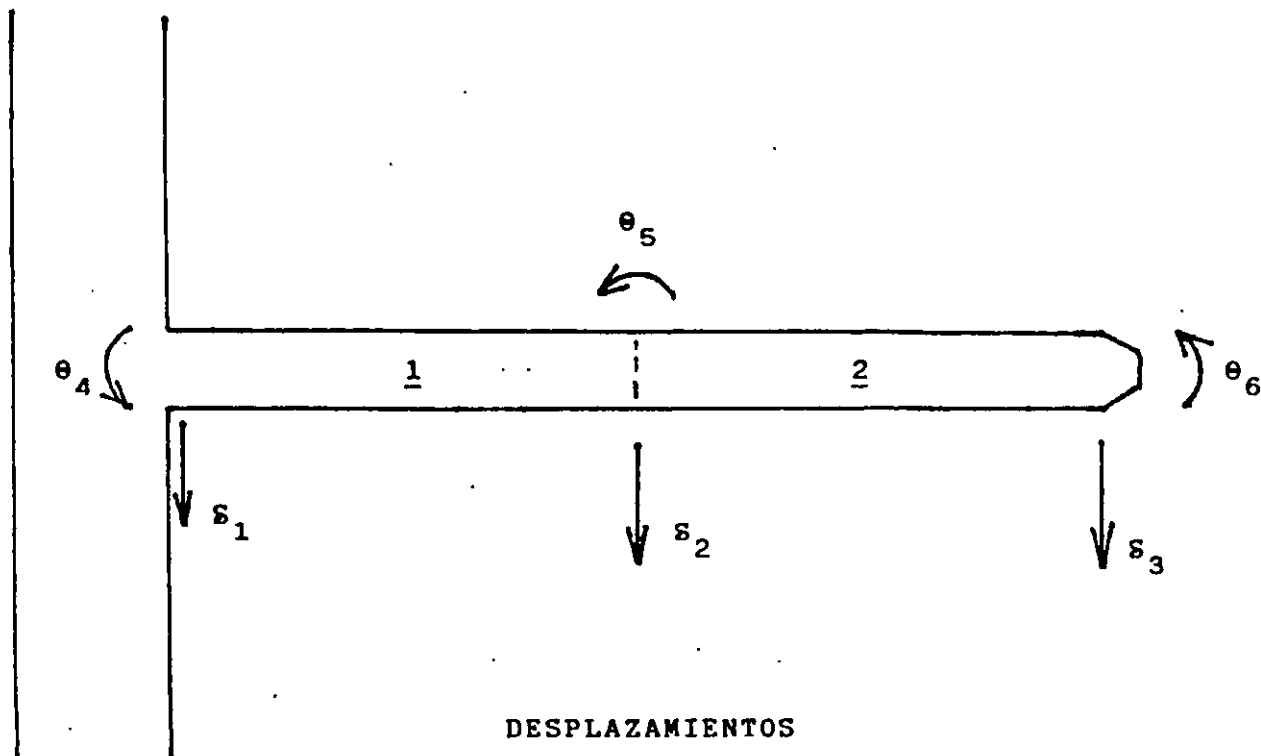
$$\begin{aligned}\delta_1 &= -0.0013347 \text{ m} \\ \delta_2 &= 0.000026597 \text{ m} \\ \delta_3 &= 0.000033870 \text{ m} \\ \theta_4 &= -0.0000029552 \\ \theta_5 &= -0.00025682 \\ \theta_6 &= 0.00013503 \\ r_1 &= -2.38304 \text{ t/m} \\ r_2 &= 0.024577 \text{ t/m} \\ r_3 &= 0.060472 \text{ t/m}\end{aligned}$$

(ISEPILOT)



SISTEMA DE CARGAS SOBRE EL PILOTE

FIGURA 1



DESPLAZAMIENTOS

FIGURA 2



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO
DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MODULO II “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.”

CLAVE CA-026

TEMA

ANEXOS 1
DEL 11 AL 24 DE MAYO

EXPOSITOR: ING. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DE 2004

```

*****
          S T A A L D - III
          REVISION 10.2 (VERSION 10 LEVEL 2)
          PROPRIETARY PROGRAM OF
          RESEARCH ENGINEERS, INC.
          DATE=      MAY 20, 1988
          TIME=      9:39:31
*****

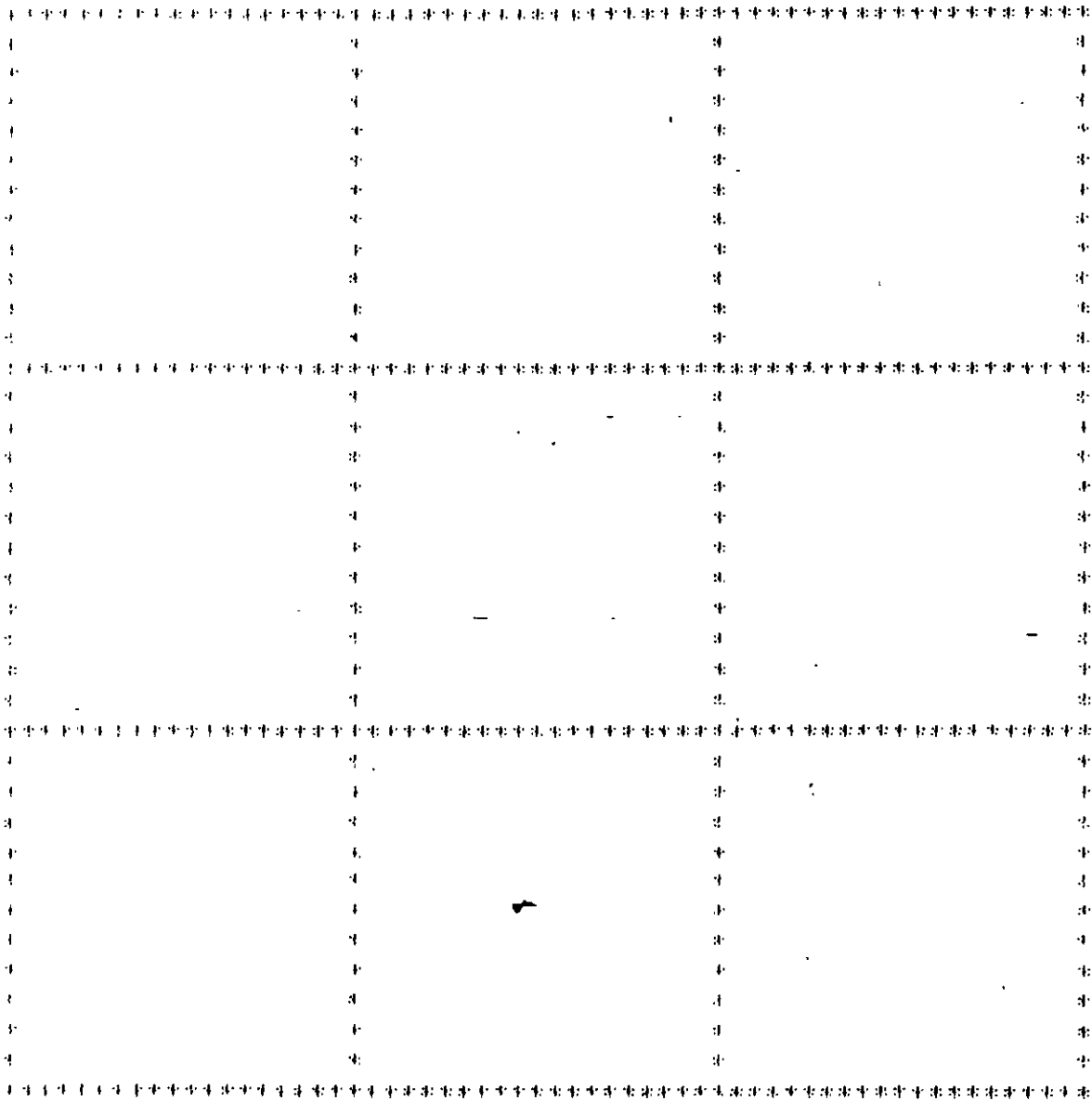
```

```

1. STAAL FLOOR PRUEBA PROGRAMA ISETL2 PRUEBA
2. UNIT METER MTON
3. JOIN COOR
4. 1 9.0 0.0 0.0 4 0.0 0.0 12
5. REPEAT 3 4.0 0.0 0.0
6. MEMBER INCI
7. 1 1 2:2 2 3:3 3 4:4 5 6:5 6 7:6 7 8
8. 7 9 10:8 10 11:9 11 12:10 13 14:11 14 15:12 15 16
9. 13 1 5:14 5 9:15 9 13:16 2 6:17 6 10: 18 10 14
10. 19 3 7:20 7 11:21 11 15:22 4 8:23 8 12:24 12 16
11. MEMBER PROP
12. 1 TO 24 PRISM AX 0.24 IZ 0.0128 IY 0.0018
13. CONST
14. E 315000 ALL
15. SUFF
16. 1 FIXED BUT MX MY MZ RFX 648
17. 2 FIXED BUT MX MY MZ RFX 512
18. 3 FIXED BUT MX MY MZ RFX 552
19. 4 FIXED BUT MX MY MZ RFX 659
20. 5 FIXED BUT MX MY MZ RFX 506
21. 6 FIXED BUT MX MY MZ RFX 365
22. 7 FIXED BUT MX MY MZ RFX 388
23. 8 FIXED BUT MX MY MZ RFX 506
24. 9 FIXED BUT MX MY MZ RFX 514
25. 10 FIXED BUT MX MY MZ RFX 348
26. 11 FIXED BUT MX MY MZ RFX 414
27. 12 FIXED BUT MX MY MZ RFX 413
28. 13 FIXED BUT MX MY MZ RFX 649
29. 14 FIXED BUT MX MY MZ RFX 520
30. 15 FIXED BUT MX MY MZ RFX 505
31. 16 FIXED BUT MX MY MZ RFX 655
32. PLOT PLANE NO

```

COORDINATES ORIENTATION



FLOT PLANE XZ 0.00

MIN. HORIZONTAL LENGTH= 12.00. MAX. VERTICAL LENGTH = 12.00

***** END OF PLOT *****

02. POINT NENE INFO
 01. PROCESSING NUMBER/ELEMENT INFORMATION.

01. POINT NENE INFO

PRUEBA PROGRAMA ISETL2 PRUEBA

-- PAGE NO. 3

ORIGINAL BANDWIDTH = 4
REDUCED BANDWIDTH = 4

MEMBER INFORMATION

MEMBER	START JOINT	END JOINT	LENGTH (METER)	BETA (DEG)	RELEASES
1	1	2	4.000	0.00	000000000000
2	2	3	4.000	0.00	000000000000
3	3	4	4.000	0.00	000000000000
4	5	6	4.000	0.00	000000000000
5	6	7	4.000	0.00	000000000000
6	7	8	4.000	0.00	000000000000
7	9	10	4.000	0.00	000000000000
8	10	11	4.000	0.00	000000000000
9	11	12	4.000	0.00	000000000000
10	12	14	4.000	0.00	000000000000
11	14	15	4.000	0.00	000000000000
12	15	16	4.000	0.00	000000000000
13	1	5	4.000	0.00	000000000000
14	5	9	4.000	0.00	000000000000
15	9	13	4.000	0.00	000000000000
16	2	6	4.000	0.00	000000000000
17	5	10	4.000	0.00	000000000000
18	10	14	4.000	0.00	000000000000
19	3	7	4.000	0.00	000000000000
20	7	11	4.000	0.00	000000000000
21	11	15	4.000	0.00	000000000000
22	4	8	4.000	0.00	000000000000
23	8	12	4.000	0.00	000000000000
24	12	16	4.000	0.00	000000000000

***** END OF DATA FROM INTERNAL STORAGE *****

- 34. LOADING 1 CV
- 35. JOIN LOAD
- 36. 1 FY -20.1
- 37. 2 FY -40.9
- 38. 3 FY -45.1
- 39. 4 FY -20.7
- 40. 5 FY -48.2
- 41. 6 FY -91.5
- 42. 7 FY -87.1
- 43. 8 FY -39.8
- 44. 9 FY -40.6
- 45. 10 FY -76.6
- 46. 11 FY -90.7
- 47. 12 FY -30.5
- 48. 13 FY -20.0
- 49. 14 FY -41.2
- 50. 15 FY -39.0
- 51. 16 FY -19.7
- 52. FEDE/USEL

- 00 CHECKING LOAD DATA.
- 01 PROCESSING SUPPORT CONDITION.
- 02 PROCESSING AND SETTING UP LOAD VECTOR.

- 03 PROCESSING ELEMENT STIFFNESS MATRIX. 9:40:14
- 04 PROCESSING GLOBAL STIFFNESS MATRIX. 9:40:18
- 05 PROCESSING TRIANGULAR FACTORIZATION. 9:40:20
- 06 CALCULATING JOINT DISPLACEMENT. 9:40:22
- 07 CALCULATING ELEMENT FORCES. 9:40:24

- 50. PRINT ANAL RESULT

JOINT DISPLACEMENT (CM) RADIANS) STRUCTURE TYPE = FLOOR

JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
1	1	0.00000	-4.16610	0.00000	0.01383	0.00000	-0.01353
2	1	0.00000	-8.79155	0.00000	0.00703	0.00000	-0.02875
3	1	0.00000	-8.84284	0.00000	-0.00886	0.00000	-0.02885
4	1	0.00000	-4.21363	0.00000	-0.01393	0.00000	-0.01322
5	1	0.00000	-8.66741	0.00000	0.02891	0.00000	-0.00670
6	1	0.00000	-18.33634	0.00000	0.01469	0.00000	-0.01408
7	1	0.00000	-18.42299	0.00000	-0.01451	0.00000	-0.01416
8	1	0.00000	-8.62361	0.00000	-0.02949	0.00000	-0.00642
9	1	0.00000	-8.63482	0.00000	0.02855	0.00000	0.00681
10	1	0.00000	-18.18872	0.00000	0.01455	0.00000	0.01459
11	1	0.00000	-18.27532	0.00000	-0.01445	0.00000	0.01474
12	1	0.00000	-8.49587	0.00000	-0.02945	0.00000	0.00690
13	1	0.00000	-4.13089	0.00000	0.01349	0.00000	0.01340
14	1	0.00000	-8.62233	0.00000	0.00670	0.00000	0.02858
15	1	0.00000	-8.58655	0.00000	-0.00688	0.00000	0.02896
16	1	0.00000	-4.02650	0.00000	-0.01366	0.00000	0.01331

SUPPORT REACTIONS - UNIT TON METE STRUCTURE TYPE = FLOOR

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
1	1	0.00	27.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1	0.00	45.01	0.00	0.00	0.00	0.00
3	1	0.00	48.81	0.00	0.00	0.00	0.00
4	1	0.00	27.77	0.00	0.00	0.00	0.00
5	1	0.00	43.86	0.00	0.00	0.00	0.00
6	1	0.00	66.93	0.00	0.00	0.00	0.00
7	1	0.00	71.48	0.00	0.00	0.00	0.00
8	1	0.00	43.64	0.00	0.00	0.00	0.00
9	1	0.00	44.38	0.00	0.00	0.00	0.00
10	1	0.00	63.30	0.00	0.00	0.00	0.00
11	1	0.00	75.66	0.00	0.00	0.00	0.00
12	1	0.00	25.09	0.00	0.00	0.00	0.00
13	1	0.00	26.81	0.00	0.00	0.00	0.00
14	1	0.00	44.84	0.00	0.00	0.00	0.00
15	1	0.00	43.36	0.00	0.00	0.00	0.00
16	1	0.00	26.37	0.00	0.00	0.00	0.00

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE = FLOOR

ALL UNITS ARE -- MTON METE

MEMB	LOAD	IT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TOPSIGN	MOY-Y	MOY-Z
1	1	1	0.00	3.44	0.00	0.00	0.00	0.00
		2	0.00	-3.44	0.00	0.00	0.00	13.77
2	1	2	0.00	0.13	0.00	0.00	0.00	-13.77
		2	0.00	-0.13	0.00	0.00	0.00	14.31
3	1	3	0.00	-3.58	0.00	0.00	0.00	-14.01
		4	0.00	3.58	0.00	0.00	0.00	0.00
4	1	5	0.00	7.19	0.00	0.00	0.00	0.00
		6	0.00	-7.19	0.00	0.00	0.00	28.76
5	1	6	0.00	0.38	0.00	0.00	0.00	-28.76
		7	0.00	-0.38	0.00	0.00	0.00	30.39
6	1	7	0.00	-7.57	0.00	0.00	0.00	-30.39
		8	0.00	7.57	0.00	0.00	0.00	0.00
7	1	9	0.00	7.08	0.00	0.00	0.00	0.00
		10	-0.00	-7.08	0.00	0.00	0.00	28.32
8	1	10	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	-28.32
		11	0.00	-0.50	0.00	0.00	0.00	30.33
9	1	11	0.00	-7.58	0.00	0.00	0.00	-30.33
		12	0.00	7.58	0.00	0.00	0.00	0.00
10	1	13	0.00	3.43	0.00	0.00	0.00	0.00
		14	0.00	-3.43	0.00	0.00	0.00	13.74
11	1	14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-13.74
		15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.72
12	1	15	0.00	-3.42	0.00	0.00	0.00	-13.72
		16	0.00	3.42	0.00	0.00	0.00	0.00
13	1	1	0.00	3.45	0.00	0.00	0.00	0.00
		3	0.00	-3.45	0.00	0.00	0.00	13.82
14	1	5	0.00	-0.08	0.00	0.00	0.00	-13.82
		9	0.00	0.08	0.00	0.00	0.00	13.56
15	1	9	0.00	-3.38	0.00	0.00	0.00	-13.56
		13	0.00	3.38	0.00	0.00	0.00	0.00
16	1	2	0.00	7.42	0.00	0.00	0.00	0.00
		4	0.00	-7.42	0.00	0.00	0.00	29.68

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE = FLOOR

ALL UNITS ARE -- MTON METE

MEMBR	LOAD	IT	AXIAL	SHEAR-X	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
17	1	6	0.00	-9.35	0.00	0.00	0.00	-29.68
		10	0.00	9.35	0.00	0.00	0.00	29.70
18	1	10	0.00	-7.07	0.00	0.00	0.00	-29.30
		14	0.00	7.07	0.00	0.00	0.00	0.00
19	1	7	0.00	7.42	0.00	0.00	0.00	0.00
		7	0.00	-7.42	0.00	0.00	0.00	29.70
20	1	7	0.00	-0.24	0.00	0.00	0.00	-29.70
		11	0.00	0.24	0.00	0.00	0.00	29.76
21	1	11	0.00	-7.19	0.00	0.00	0.00	-29.76
		15	0.00	7.19	0.00	0.00	0.00	0.00
22	1	8	0.00	3.49	0.00	0.00	0.00	0.00
		8	0.00	-3.49	0.00	0.00	0.00	13.95
23	1	8	0.00	-3.25	0.00	0.00	0.00	-10.96
		12	0.00	3.25	0.00	0.00	0.00	12.97
24	1	12	0.00	-3.24	0.00	0.00	0.00	-12.97
		16	0.00	3.24	0.00	0.00	0.00	0.00

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

34. FINISH

***** END OF STAAD-III *****

***** DATE= MAY, 20, 1988 TIME= 9:40:34 *****

 * FOR QUESTION ON THIS VERSION OF THE PROGRAM, CALL *
 * RESEARCH ENGINEERS, INC AT (609) 983-5050 *
 * TELE: 4994325 FAX: (609) 983-3825 *

*** IGELTE V.1.0 ***

(C) Abraham Ellstein R.

NOMBRE DE LA OBRA: local

RESULTADOS DE LA 1 a. ITERACION

* PRUEBA CON 16 COLUMNAS

- NO. DE COLUMNAS= 16
- PROF. DE EXCAVACION (m)= 0
- CARGA COMPRESADA (Ton/m²)= 0
- NUMERO DE ESTRATOS= 4

COORDENADAS DEL TERRENO

Vertice	X	Y
1	0.00	0.00
2	12.00	0.00
3	12.00	12.00
4	0.00	12.00

COLUMNAS Y AREAS ASOCIADAS

Col.No.	No.Luzes	Area	X0	Y0
1	4	4.00	0.00	0.00
2	4	8.00	4.00	0.00
3	4	8.00	8.00	0.00
4	4	4.00	12.00	0.00
5	4	8.00	0.00	4.00
6	4	16.00	4.00	4.00
7	4	16.00	8.00	4.00
8	4	8.00	12.00	4.00
9	4	8.00	0.00	8.00
10	4	16.00	4.00	8.00
11	4	16.00	8.00	8.00
12	4	8.00	12.00	8.00
13	4	4.00	0.00	12.00
14	4	8.00	4.00	12.00
15	4	8.00	8.00	12.00
16	4	4.00	12.00	12.00

COORDENADAS DE LAS AREAS (Pares X-Y)

No. Area	P a r e s d e V a l o r e s X, Y							
1	0.00	0.00	2.00	0.00	2.00	2.00	0.00	2.00
2	2.00	0.00	6.00	0.00	6.00	2.00	2.00	2.00
3	6.00	0.00	10.00	0.00	10.00	2.00	6.00	2.00
4	10.00	0.00	12.00	0.00	12.00	2.00	10.00	2.00
5	0.00	2.00	2.00	2.00	2.00	6.00	0.00	6.00
6	2.00	2.00	6.00	2.00	6.00	6.00	2.00	6.00
7	6.00	2.00	10.00	2.00	10.00	6.00	6.00	6.00
8	10.00	2.00	12.00	2.00	12.00	6.00	10.00	6.00
9	0.00	6.00	2.00	6.00	2.00	10.00	0.00	10.00
10	2.00	6.00	6.00	6.00	6.00	10.00	2.00	10.00
11	6.00	6.00	10.00	6.00	10.00	10.00	6.00	10.00
12	10.00	6.00	12.00	6.00	12.00	10.00	10.00	10.00
13	0.00	10.00	2.00	10.00	2.00	12.00	0.00	12.00
14	2.00	10.00	6.00	10.00	6.00	12.00	2.00	12.00
15	6.00	10.00	10.00	10.00	10.00	12.00	6.00	12.00
16	10.00	10.00	12.00	10.00	12.00	12.00	10.00	12.00

PROPIEDADES DE LOS ESTRATOS

Estrato	Prof. Max.	Peso Vol.	Pres. Porc	Tipo
1	2	1.5	0	ic
2	5	1.5	1.5	c
3	8	1.5	4.5	ic
A	15	1.2	9.5	c

COMPRESIBILIDADES

Estrato	Num. Pts.	R e l a c i o n e s d e V a c i o s						
2	5	7.150	7.030	6.850	4.770	3.200	2.500	
A	15	9.530	9.400	9.270	8.750	6.090	4.150	3.510

MOJO	ASENTAMIENTO	K-RESORTE	DESCARGA	PRESION
No.	cm	ton/cm	ton	ton/m2
1	3.79	5.31	20.10	5.03
2	3.26	4.95	40.90	5.11
3	3.35	5.40	45.10	5.64
4	3.83	5.41	20.70	5.10
5	3.17	4.92	40.20	5.03
6	18.22	4.47	81.50	5.09
7	18.33	4.75	87.10	5.44
8	8.13	4.89	39.80	4.97
9	8.14	4.99	40.60	5.07
10	18.05	4.24	76.60	4.79
11	18.10	5.01	90.70	5.67
12	7.91	3.86	30.50	3.81
13	3.75	5.33	20.00	5.00
14	3.13	5.07	41.20	5.15
15	3.08	4.90	38.60	4.65
16	3.30	5.39	17.70	4.67

*** ISPLT2 v1.0 ***

(R) Abraham Eilstein R.

NOMBRE DE LA OBRA: 16cols

RESULTADOS DE LA 2 a. ITERACION

* PRUEBA CON 14 COLUMNAS

- NO. DE COLUMNAS= 16
- PROF. DE EXCAVACION (m)= 0
- CARGA COMPENSADA (ton/m2)= 0
- NUMERO DE ESTRATOS= 4

MODO No.	ASENTAMIENTO cm	K-PESORTE ton/cm	DESCARGA ton	PRESION ton/m2
1	4.09	6.34	25.90	6.47
2	8.61	5.05	43.50	5.44
3	8.69	5.47	47.60	5.55
4	4.13	6.44	26.60	6.65
5	8.52	5.00	42.60	5.52
6	10.37	3.82	70.80	4.45
7	10.63	4.06	75.60	4.72
8	8.40	5.01	42.50	5.31
9	8.48	5.07	43.00	5.38
10	10.37	3.63	66.70	4.17
11	10.40	4.31	79.30	4.96
12	8.07	4.03	33.30	4.16
13	4.05	6.34	25.70	6.43
14	2.49	5.14	43.60	5.45
15	8.45	4.99	42.10	5.26
16	5.97	6.43	25.50	6.35

*** ISFLT2 v1.0 ***

(R) Abraham Ellstein R.

NOMBRE DE LA OBRA: 16cols

RESULTADOS DE LA 3 a. ITERACION

* PRUEBA CON 16 COLUMNAS

- No. DE COLUMNAS= 16
- PROF. DE EXCAVACION (m)= 0
- CARGA COMPENSADA (ton/m²)= 0
- NUMERO DE ESTRATOS= 4

CORO No.	ASENTAMIENTO cm	K-RESORTE ton/cm	DESCARGA ton	PRESION ton/m ²
1	4.15	6.48	26.90	5.72
2	8.69	5.12	44.50	5.36
3	9.77	5.52	49.40	6.05
4	4.19	6.59	27.60	6.90
5	8.60	5.06	43.50	5.44
6	18.60	3.65	67.90	4.24
7	18.69	3.88	72.50	4.53
8	8.57	5.06	43.40	5.43
9	8.57	5.14	44.00	5.50
10	18.44	3.45	64.10	4.01
11	18.47	4.14	76.40	4.78
12	8.35	4.13	34.50	4.31
13	4.11	6.49	26.70	6.68
14	8.56	5.20	44.50	5.56
15	8.51	5.05	43.00	5.38
16	4.03	6.35	26.40	6.60

*** DISEÑO 01.0 ***

(E) Abraham Ellstein R.

NOMBRE DE LA OBRA: 16cols

RESULTADOS DE LA 4 a. ITERACION

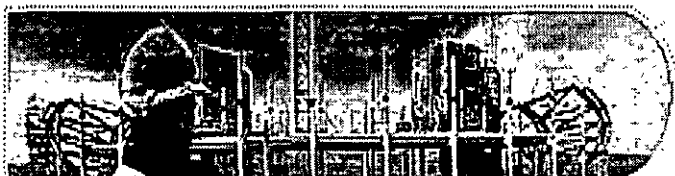
* PRUEBA CON 16 COLUMNAS

- NO. DE COLUMNAS= 16
- PROF. DE EXCAVACION (m)= 0
- CARGA COMPENSADA (ton/m²)= 0
- NUMERO DE ESTRATOS= 4

NODO No.	ASENTAMIENTO cm	K-RESORTE ton/cm	DESCARGA ton	PRESION ton/m ²
1	4.16	6.49	27.00	6.75
2	8.71	5.16	45.00	5.63
3	8.80	5.55	48.90	5.10
4	4.21	6.61	27.80	6.95
5	8.62	5.09	43.90	5.89
6	18.61	3.59	66.90	4.13
7	18.70	3.82	71.50	4.47
8	8.59	5.07	43.60	5.45
9	8.59	5.17	44.40	5.55
10	18.45	3.43	63.30	3.94
11	18.48	4.10	75.70	4.73
12	8.38	4.19	35.10	4.39
13	4.15	6.50	26.80	6.70
14	8.58	5.22	41.80	5.60
15	8.53	5.09	43.40	5.43
16	4.04	6.53	26.40	6.60



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**



...: Ingeniería de Civil

CURSOS ABIERTOS

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

CA 461

TEMA

TIPOS DE CIMENTACIONES

**EXPOSITOR: ING. RAÚL GRANADOS GRANADOS
DEL 17 AL 28 DE OCTUBRE DE 2005
PALACIO DE MINERÍA**

CIMENTACIONES

OBJETIVOS

TIPOS DE CIMENTACION

FUNCIONAMIENTO	LIMITAR ASENTAMIENTO, DEFORMACIONES, DESPLOMES.	POR SU DESPLANTE	SUPERFICIALES	POR AMPLIACION DE LA BASE.
			PROFUNDAS	POR MEDIO DE PILAS, PILOTES, CAJONES
SEGURIDAD	RESISTENCIA DEL SUELO, RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	POR EL MATERIAL EMPLEADO	MAMPOSTERIA. CONCRETO. ACERO.	
ECONOMIA	CONDICION NECESARIA DE CUALQUIER OBRA INGENIERIL			
			ZAPATAS AISLADAS	PLANAS ALABEADAS
		POR SU FORMA	ZAPATAS CORRIDAS	PARA MUROS. PARA DOS O MAS COLUMNAS
			LOSAS CORRIDAS	SIN TRABES. CON TRABES EN 2 DIRECCIONES.
			CAJONES	CON DOS LOSAS Y TRABES EN 2 DIRECCIONES CON CASCARONES, LOSA DE TAPA Y TRABES EN 2 DIRECCIONES

DISEÑO ESTRUCTURAL

		MAGNITUD Y DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS	
		CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA	
SELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN		RESISTENCIA DEL SUELO	
		DEFORMABILIDAD DEL SUELO	
		DEFINICIÓN DE ACCIONES SOBRE LA CIMENTACIÓN (CARGAS Y MOMENTOS)	
		CALCULO DEL ÁREA DE CONTACTO REQUERIDA (O NUMERO DE PILOTES)	
ANÁLISIS		PROPOSICIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN INCLUYENDO AL SUELO	
		OBTENCIÓN DE ACCIONES INTERIORES (MOMENTOS CORTANTES, DEFORMACIONES)	
		IGNORANDO LA DEFORMACIÓN DEL SUELO Y PROPONIENDO LA DISTRIBUCIÓN DE LA REACCIÓN.	MÉTODOS APROXIMADOS
		CONSIDERANDO LA DEFORMACIÓN DEL SUELO (INTERACCIÓN)	MÉTODOS DIRECTOS
	ZAPATAS	POR PENETRACIÓN POR CORTANTE PRO FLEXIÓN	
	LOSAS	POR FLEXIÓN POR CORTANTE	
DIMENSIONAMIENTO	TRABES	POR FLEXIÓN POR CORTANTE POR DEFORMACIÓN	
	PILAS Y PILOTES	POR FUERZA AXIAL POR FUERZA AXIAL Y FLEXIÓN (INTERACCIÓN)	
	MUROS DE RETENCIÓN	POR FLEXIÓN POR CORTANTE	
DETALLADO		ELABORACIÓN DE PLANOS ESPECIFICACIONES PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	

DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES

Algunas veces se define a la cimentación como la parte de la estructura, generalmente enterrada, que transmite las acciones de ésta al suelo. Esta definición suele ser clara para el estructurista, sin embargo para el geotecnista, la idea de cimentación se relaciona más con una porción de suelo sobre la que actúan las acciones que la estructura le transmite. En realidad la cimentación es el conjunto de ambas partes, es decir una porción de estructura y una porción de suelo que interactúan en forma integral.

Al igual que en la estructura, un buen diseño de la cimentación requiere satisfacer requisitos de funcionamiento, seguridad y economía. Los requisitos de funcionamiento obligan a mantener las deformaciones o asentamientos dentro de ciertos límites, cuyos valores especifica el Reglamento de Construcciones del D.F. (Tabla 3.1 N.T.C. para cimentaciones)

Por otra parte la seguridad se enfoca a dos tipos de falla que pueden ocurrir, la falla estructural del elemento que constituye la cimentación y la falla del suelo por capacidad de carga. La falla estructural puede ocurrir cuando la cimentación no es adecuada para soportar los esfuerzos impuestos. Por ejemplo una zapata puede fallar por cortante si no tiene el peralte adecuado ó por flexión si tiene refuerzo insuficiente. Un pilote puede romperse durante las maniobras de izado o hincado. Una pila puede fallar por pandeo o por flexocompresión, especialmente si está sometida a fuerzas horizontales.

Por otra parte el nivel de deformaciones, para un suelo determinado, dependerá de la rigidez de la cimentación, de la sobrecarga impuesta al suelo y de la excentricidad de la resultante.

En ambos casos, deformaciones ó resistencia, el problema depende del elemento estructural y del suelo, de aquí la importancia que tiene considerar la interacción entre ambos elementos, pues solo así se podrán precisar las acciones internas con las que se diseñará la zapata, trabe o losa de cimentación.

Se tratará aquí únicamente el diseño estructural de la cimentación.

TIPOS DE CIMENTACIONES

La necesidad de un elemento de transición entre la estructura y el suelo nace de la diferencia que existe entre la resistencia de los materiales estructurales y los suelos. Generalmente los primeros son mucho más resistentes que los segundos, por lo que el concepto más simple de la cimentación consistirá en una ampliación de la base de las columnas o muros que transmiten las cargas al suelo. Esta concepción elemental de cimentación se va complicando en la medida en que las cargas de la estructura son mayores o la resistencia del suelo es menor, hasta llegar al extremo de requerir un área de cimentación mayor que el área disponible. En estos casos se puede recurrir al concepto de compensación o bien a una cimentación a base de pilotes. En la figura 1 se muestran algunos de los tipos más comunes de cimentación.

DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural de una cimentación comprende las siguientes fases o etapas:

1) ELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN.

Esto se hará en función de la magnitud y distribución de las cargas, de las características de la estructura y de la resistencia y deformabilidad del suelo. En terrenos altamente compresibles la sobrecarga sobre el suelo se limita más en función de los asentamientos que de la resistencia. Esta es una fase de trabajo de conjunto entre el estructurista y el geotecnista, y es quizá la etapa más importante del diseño de la cimentación y de ella dependerá el éxito o el fracaso de su comportamiento futuro. Obviamente habrá que considerar en las posibles alternativas planteadas, el aspecto económico.

2) ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Como en el diseño de cualquier elemento estructural se requiere implementar una herramienta matemática con la que a partir de una modelación del elemento, se aplicarán en él las acciones externas consistentes, en este caso, en las cargas de la estructura y en la reacción del suelo y se obtendrán, por medio de algún método, las acciones internas (momentos, cortantes y deformaciones).

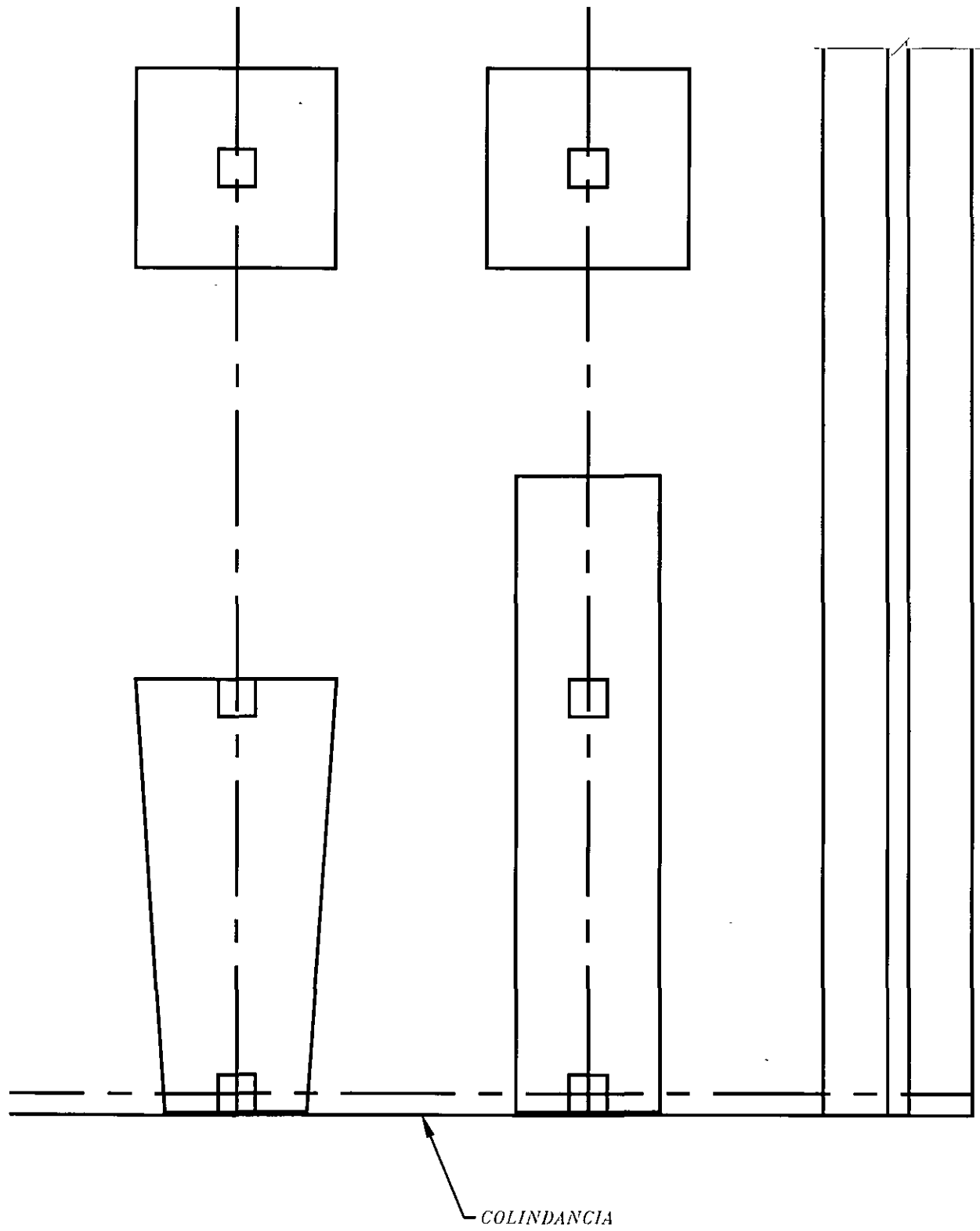


FIG. 1 TIPOS DE CIMENTACIONES SOMERAS

Ahora bien en este caso la idealización de la cimentación como algo independiente de la estructura y el ignorar las deformaciones diferenciales del suelo, solo se puede justificar en elementos aislados como zapatas y algunos tipos de cimentaciones corridas, pues de otro modo las acciones internas calculadas podrán diferir de las reales, tanto en magnitud como en signo. De acuerdo con lo anterior los métodos de análisis serán de 2 tipos, los que consideran la interacción suelo-cimentación y aún la interacción estructura-cimentación-suelo y los que la ignoran. Estos últimos generalmente se emplean en el diseño de zapatas aisladas y en el diseño de cimentaciones corridas rígidas. En este caso se supone que el suelo es un medio elástico homogéneo que responde a las acciones de la cimentación con una reacción uniformemente distribuida o con variación lineal, según que la resultante esté centrada o no. También es posible obtener la reacción del suelo en estos términos si la cimentación es suficientemente rígida para despreciar los hundimientos diferenciales del suelo.

RIGIDEZ DE UNA CIMENTACIÓN CORRIDA

Para determinar si una cimentación es rígida y por lo tanto es válida la hipótesis de que la reacción del suelo no es afectada por la rigidez de la cimentación se puede emplear el siguiente criterio aproximado:

$\lambda L < 0.8$	CIMENTACIÓN RÍGIDA.- (Puede considerarse una distribución lineal de la reacción del suelo)
$0.8 < \lambda L \leq 3$	CIMENTACIÓN INTERMEDIA (Conviene hacer un análisis de interacción)
$\lambda L > 3$	CIMENTACIÓN FLEXIBLE.- (Debe hacerse un análisis de interacción)

$$\lambda L = \left(\sqrt[4]{K_s B / 4EI} \right) L$$

L	Longitud de la cimentación
K_s	Módulo de reacción del suelo Kg/m^3
B	Ancho de cimentación
E I	Módulo de elasticidad y momento de inercia de la cimentación.

En el valor de E I puede incluirse la rigidez de la estructura.

El módulo de reacción es igual a la relación entre presión (Kg/m^2) y deformación del suelo.

$$K_s = q / y \quad (\text{Kg/m}^3)$$

El módulo de reacción se obtiene por medio del ensaye de placa, que consiste en aplicar una presión al suelo por medio de una placa de determinadas dimensiones. A los valores obtenidos del ensaye deben aplicarse ciertas correcciones que tomen en cuenta las dimensiones reales de la cimentación.

Las siguientes expresiones son recomendadas para suelos cohesivos y suelos no cohesivos.

$$K_s = K_p B_p / B \quad \text{Suelos cohesivos}$$

$$K_s = K_p (B+1 / 2B)^2 \quad \text{Suelos no cohesivos}$$

K_p Módulo de reacción obtenido del ensaye de placa

B_p Ancho de placa

B Ancho de la cimentación.

Existen otras formas y recomendaciones para obtener el valor de K_s , que por otro lado varía de acuerdo con la intensidad de q , es decir al igual que en materiales no elásticos, el valor K_s , no es constante. Esta es entonces la principal limitación o incertidumbre de los métodos de análisis de interacción, basados en el módulo de reacción pues su precisión dependerá de la aproximación con que se haya obtenido K_s . En los suelos arcillosos como los del valle de México no es recomendable el empleo de este procedimiento pues las deformaciones dependen de otras variables.

Una vez conocida la reacción del suelo, la obtención de las acciones internas, cortantes y momentos, podrá obtenerse de diferentes maneras. En el caso de zapatas aisladas la obtención de estos elementos es inmediata. Para zapatas corridas o retículas de trabes y losas existen métodos aproximados, iterativos o matriciales cuyo uso dependerá de la precisión numérica deseada, aunque debe recordarse que al ignorar los hundimientos diferenciales del suelo se pueden tener errores mayores que los derivados del método empleado.

Cuando no se satisfagan los requisitos para despreciar las deformaciones diferenciales del suelo, es necesario hacer un análisis de interacción. En este caso existen varias opciones, desde los métodos aproximados de los cuales destaca el presentado en la última edición del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad. En este método se supone una distribución arbitraria de la reacción del suelo y se calculan los hundimientos en diferentes puntos del suelo, ignorando en primera instancia la cimentación. Posteriormente se van corrigiendo los hundimientos calculados y la reacción del suelo, por medio de ciertos parámetros que incluyen la rigidez de la cimentación y de la estructura. En caso de no satisfacerse los límites máximos establecidos para los hundimientos, se modifica la rigidez de la cimentación hasta lograr ese objetivo. La reacción obtenida para el suelo, que estará de acuerdo con los hundimientos calculados, servirá para obtener las acciones internas.

Otra opción que se ha empleado en el pasado, consiste en idealizar la cimentación como una viga sobre un medio elástico homogéneo. La solución teórica a este problema se encuentra traducida en forma de tablas o gráficas que permiten simplificar la parte numérica del problema. Aún así el método es tedioso para los problemas reales y en la actualidad se emplea poco.

Actualmente se emplea con frecuencia el modelo consistente en idealizar la cimentación como una placa (o retícula) apoyada en resortes, cuya constante depende del módulo de reacción del suelo. En este caso se supone que cada resorte es independiente de los demás, lo que aunado a las incertidumbres derivadas de la obtención del módulo de reacción, puede conducir a errores en la obtención de las acciones interiores. Este método en la actualidad es muy atractivo, especialmente si se combina con algún programa para análisis de retículas. Por último es posible realizar un método de interacción directo a partir del planteamiento de las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones para el suelo y para la cimentación; esto conduce generalmente a una solución compleja que solo puede realizarse en la práctica con la ayuda de programas de computadora. En este caso el estudio de las deformaciones del suelo debe realizarse considerando todas las variables que intervienen en el problema siendo necesaria la intervención del geotecnista, es decir la solución al problema de interacción suelo cimentación solo puede realizarse si existe la interacción estructurista geotecnista.

3) DIMENSIONAMIENTO

A partir de las acciones interiores, el dimensionamiento de los diferentes miembros estructurales de la cimentación se realiza con los métodos y herramientas usuales para cualquier elemento de la estructura. En los anexos se incluyen las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. En esta etapa conviene tener en mente las incertidumbres derivadas de los métodos de análisis, mismas que pueden hacer variar con forma importante los valores de los momentos, y cortantes calculados, por lo que será muy recomendable dotar de gran ductilidad a los miembros componentes de la cimentación, especialmente a las trabes. Esto se logra básicamente proporcionando estribos adicionales, anclajes generosos y una cantidad de refuerzo corrido en ambos lechos de las trabes, mayor que la que normalmente se acostumbra en los elementos de la superestructura.

4) DETALLADO

Al igual que en la estructura, se requiere transcribir los resultados del diseño de la cimentación a planos y especificaciones suficientemente claros y representativos. En algunos casos será necesario incluir el procedimiento constructivo que comprende las etapas de excavación, bombeo, hincado de pilotes, así como el detalle de los elementos de troquelamiento, ademes, protección a colindancias, recimentación de estructuras vecinas, etc.

DISEÑO DE ZAPATAS

Se estudiará en primer lugar una zapata corrida que recibe un muro.

El diseño de todos los elementos de concreto se basará en el R.C.D.F. y sus N.T.C.

Para el diseño de la zapata se deben tomar en cuenta los factores siguientes:

- 1) Carga por transmitir al suelo (ω)
- 2) Capacidad del suelo (ω_T) dato obtenido de la mecánica de suelos)
- 3) Calidad de los materiales

Una vez determinado el ancho de la zapata, en función de los puntos 1 y 2, es necesario considerarla como una losa de doble voladizo, sometida a flexión y cortante. Adicionalmente deben satisfacerse los requisitos de adherencia en las varillas de refuerzo. Por lo general, el estudio se hace para una franja unitaria.

Para ilustrar el caso supónganse los siguientes datos: (fig. 2)

$$\omega = 7.5 \text{ T/M}$$

$$\omega_T = 4.5 \text{ T/M}^2$$

$$\text{Concreto } f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Acero } F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Factor de carga: 1.4

Para obtener el ancho de la zapata es necesario suponer un peso aproximado de ella. Se puede considerar un 5 a un 10% de la carga externa.

$$B = \frac{\omega}{\omega_T} = \frac{1.1 \times 7.5}{4.5} = 1.83$$

Se pondrá $B = 2.00 \text{ m}$

$$\text{Esfuerzo real en el suelo } f = \frac{7.5}{2} = 3.75 \text{ T/M}^2$$

+ peso propio zapata (por verificar)

Peralte necesario por cortante

La fuerza cortante resistente, está dada por $V_{CR} = 0.5 F_c b d \sqrt{f^*_c} \geq V_u$

$$f^*_c = 0.8 f'_c$$

y la sección crítica se localiza a un peralte de la cara del muro.

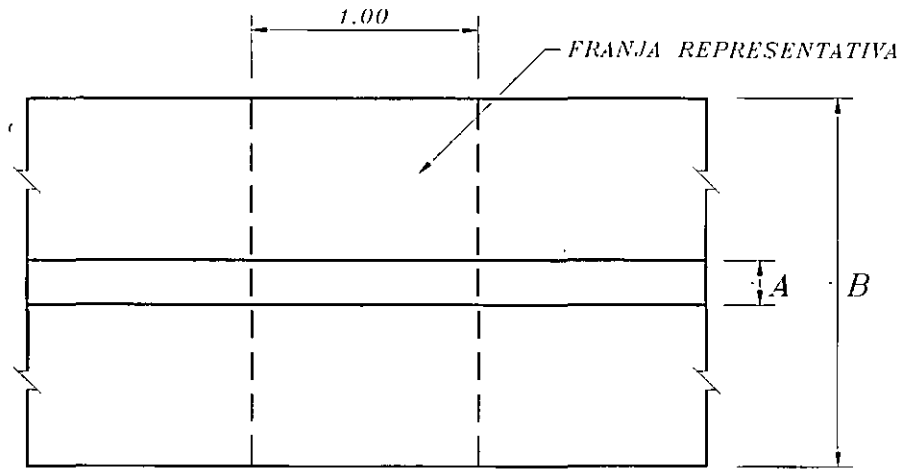
El problema se resuelve por tanteos.

Suponiendo $d = 10 \text{ cm}$, $V_u = 1.4 \times 3.75 (90-10) = 4.2 \text{ Ton}$.

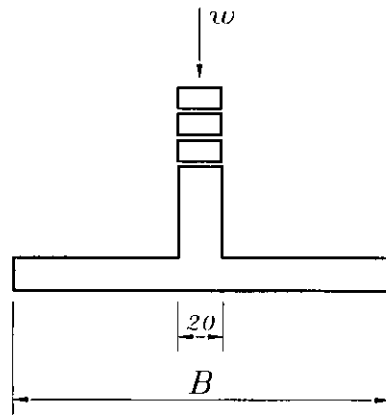
$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 10 \sqrt{200} = 5.6 \text{ Ton} > V_u$$

Se dejarán los 10 cm supuestos, peso propio 0.36 T/ M^2 .

Se acepta.



P L A N T A



C O R T E

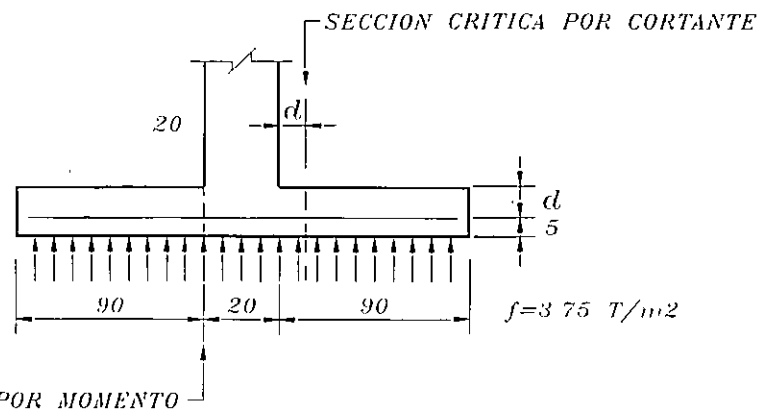


FIG. 2 DISEÑO DE UNA ZAPATA CORRIDA

Diseño por flexión

La sección crítica por momento se localiza en el paño del muro.

$$M_u = 1.4 \times 3.75 \times \frac{0.90^2}{2} = 2.12 \text{ TM}$$

Para obtener el refuerzo necesario por flexión, se empleará una tabla que relaciona el parámetro

$$\frac{M_u}{bd^2}, \text{ con el porcentaje de refuerzo } p = \frac{A_s}{bd}.$$

Esta tabla que se muestra en los anexos, está obtenida a partir de las hipótesis del R.C.D.F. para piezas sometidas a flexión con refuerzo de tensión.

En este caso:

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{2.12 \times 10^5}{100 \times 10^2} = 21.2$$

$$P = 0.0061$$

$$A_s = 0.0061 \times 100 \times 10 = 6.1 \text{ cm}^2$$

Se usarán varillas No. 3 @ 10

Adicionalmente a las varillas de flexión, se requiere acero mínimo en dirección perpendicular a estas, cuya área esta dada por:

$$a_{st} = 0.003bd \text{ para elementos expuestos a la intemperie.}$$

$$a_{st} = 0.003 \times 100 \times 10 = 3.0 \text{ cm}^2$$

Se usarán varillas No. 3 @ 23

Para satisfacer los requisitos de adherencia en una zapata, basta con que la varilla esté anclada, a partir de la sección crítica por flexión, una cantidad igual o mayor que la longitud de desarrollo.

En los anexos se incluyen una tabla que proporciona las longitudes de desarrollo para todos los diámetros de varilla y diferentes calidades de concreto.

En este caso, la varilla del No. 3 del lecho inferior, con las calidades de materiales especificadas, requiere una longitud de desarrollo de 28 cm, valor menor que el disponible. Por lo tanto se satisfacen los requisitos de adherencia.

ZAPATAS AISLADAS

El diseño es similar al de las zapatas corridas, solo que en este caso, el trabajo por flexión es en dos direcciones y la falla por cortante tiene dos posibilidades. La primera consiste en una falla por penetración de la columna en la zapata y la segunda es una falla por tensión diagonal similar a la de una losa. Las secciones críticas por flexión y cortante se muestran en la fig. 3

ZAPATAS AISLADAS CON CARGA AXIAL Y MOMENTO.

Se planteará el caso más general que corresponde al caso de zapatas para columnas con carga axial y flexión en dos direcciones. Suponiendo una distribución lineal de la reacción del suelo, se pueden tener dos casos:

- a) La resultante de la carga y los momentos cae dentro del núcleo central del área de la zapata. En este caso es aplicable la fórmula de la escuadría para el cálculo de esfuerzos sobre el suelo.

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} y \pm \frac{M_y}{I_y} x, \text{ donde:}$$

f = esfuerzo sobre el suelo en un punto dado

P = carga sobre la columna

A = área de la zapata

M_x, M_y = momentos de flexión alrededor de dos ejes ortogonales (X, Y)

I_x, I_y = momento de inercia del área de la zapata alrededor de los ejes X, Y

x, y = coordenadas del punto escogido.

La ecuación anterior es válida cuando se cumple una de las siguientes condiciones:

- 1) La zapata es simétrica con respecto a los ejes X, Y
- 2) La zapata es simétrica con respecto al eje X, y la excentricidad $e_y = \frac{M_x}{P} = 0$
- 3) La zapata es simétrica con respecto al eje Y, y la excentricidad $e_x = \frac{M_y}{P} = 0$

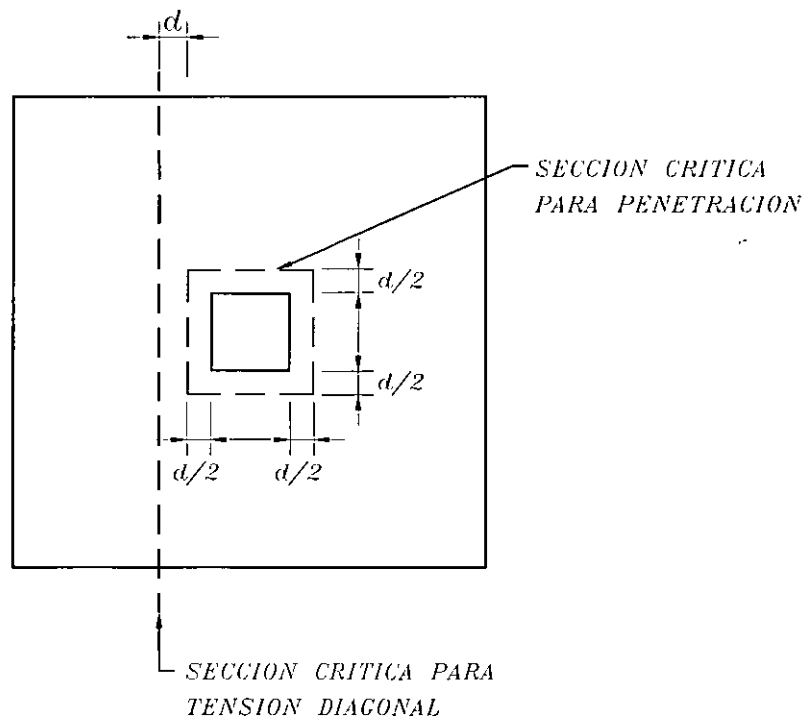
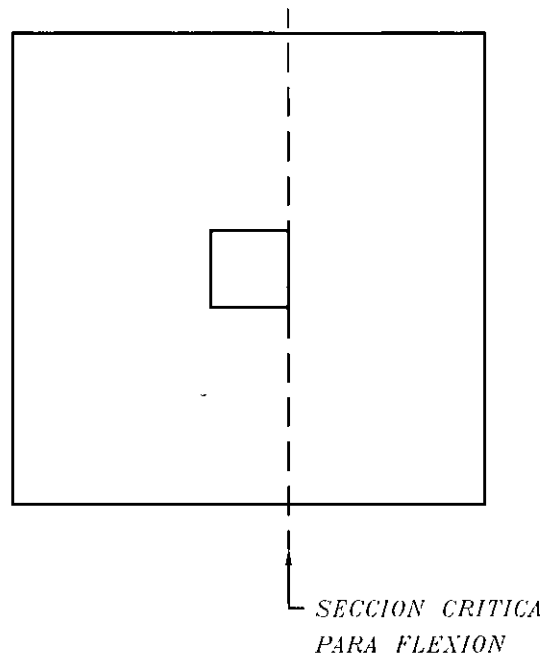


FIG. 3 SECCIONES CRITICAS EN ZAPATAS AISLADAS

Para una zapata rectangular de dimensiones L x B, la ecuación anterior equivale a la siguiente:

$$f = \frac{P}{A} \left(1 \pm 6 \frac{e_x}{L} \pm 6 \frac{e_y}{B} \right)$$

Donde e_x y e_y son las excentricidades paralelas a los lados L y B respectivamente. Fig. 4

- b) Cuando las excentricidades e_x y e_y son tales que la carga P se sale del núcleo central, la ecuación anterior proporciona un valor negativo de f, que indica aparición de tensiones, entre el suelo y la zapata. Esto no es posible y se requiere aplicar otro procedimiento que tome en cuenta condiciones de equilibrio entre la carga P y la reacción del suelo.

Tal procedimiento es sumamente laborioso, desde el punto de vista numérico y en general se recurre a la ayuda de gráficas o tablas aplicables a zapatas cuadradas o circulares.

En las Normas Técnicas Complementarias para Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el D.F. se propone un procedimiento más sencillo, consistente en descontar una parte del área de la zapata. En cada dirección donde exista momento la dimensión de la zapata se reducirá una cantidad igual a $2e$, siendo e la relación de momento a carga axial ($e = M/P$) La reacción del suelo se considerará uniformemente distribuida en el área reducida, con lo que el problema se simplifica en forma significativa.

El problema se tiene que resolver por tanteos, es decir, para una condición de P, M_x , M_y , se debe suponer un área para la zapata, con la que se calculará el esfuerzo máximo y se comparará con el permisible, ajustándose las dimensiones hasta lograr una concordancia aceptable entre ellos.

Una vez determinadas las dimensiones de la zapata en planta, el peralte estará condicionado por los requisitos de cortante, considerando la zapata como viga ancho y el cortante por penetración. La presencia de momentos en la columna afecta la distribución del cortante en la zapata según se verá más adelante.

Por último, se proporcionará el refuerzo necesario para resistir la flexión que provoca la reacción del suelo, representada por un esfuerzo uniformemente distribuido en el área reducida de la zapata.

DISEÑO DE UNA ZAPATA AISLADA

Se diseñará una zapata aislada para las siguientes condiciones:

$$\begin{aligned} \text{Carga de servicio } 120 \text{ Ton (CM + CV)} \quad F_c = 1.4 \quad f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad \omega_1 = 10 \text{ Ton/m}^2 \\ f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Col} = 50 \times 50 \\ f^*_c = 0.8 f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Área necesaria} = \frac{120 \times 1.1}{10} = 13.2 \text{ m}^2 \quad B = 3.63$$

Se pondrá $B = 3.70$ Fig. 6

Peralte necesario por cortante (penetración)

$$\omega_{\text{real}} = \frac{120}{3.70^2} = 8.76 \text{ Ton/m}^2$$

$$+ \text{ p. p.} = \frac{1.08}{9.84} < 10 \text{ Ton/m}^2$$

Suponiendo $d = 40$ $h = 45$

$$b_o = 90 \times 4 = 360 \text{ cm}$$

$$V_c = F_R \sqrt{f^*_c} \times b_o d = 0.8 \sqrt{200} \times 360 \times 40 = 163\,000 \text{ Kg} = 163 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 1.4 (120 - 0.90^2 \times 8.76) = 158 \text{ Ton} < V_c$$

Se acepta el peralte propuesto

$$\text{Peso propio} = 0.45 \times 2.4 = 1.08 \text{ Ton/m}^2$$

Revisión como viga ancha

$$V_u = 1.4 (1.20 \times 3.70 \times 8.76) = 54.4 \text{ Ton}$$

$$V_c = F_R \times 0.5 \sqrt{f^*_c} \times b d = 0.8 \times 0.5 \sqrt{200} \times 370 \times 40 = 83.8 \text{ Ton} > V_u$$

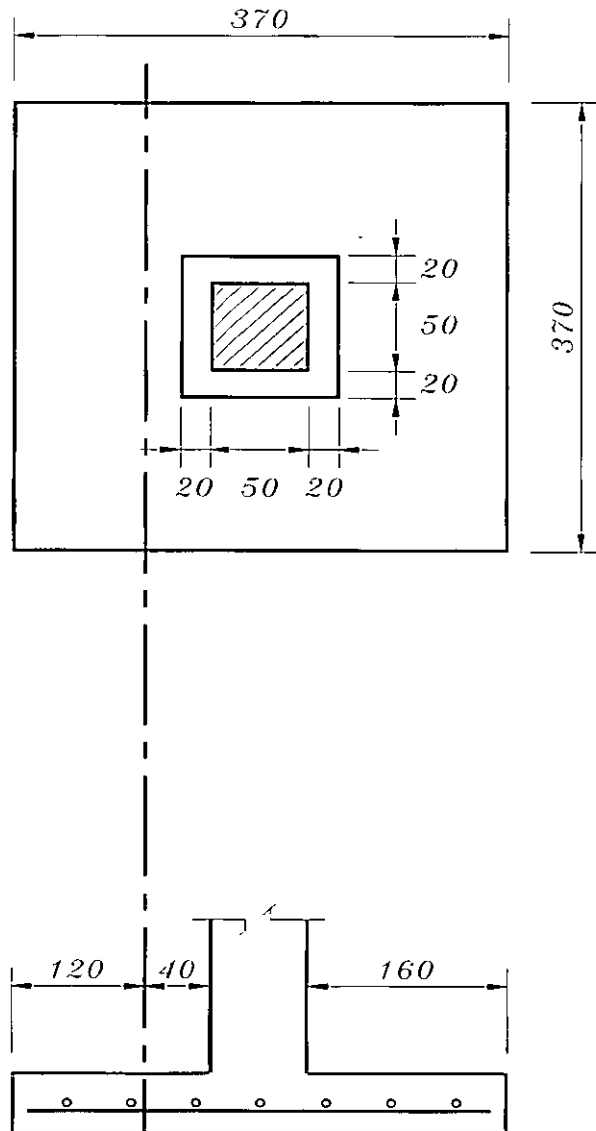


FIG. 4 DISEÑO DE UNA ZAPATA AISLADA

Diseño por flexión

$$M_u = 1.4 \times (8.76 \times \frac{1.60^2}{2}) = 15.7 \text{ Ton-m}$$

para una franja de 1.00 m

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{1\,570\,000}{100 \times 40^2} = 9.8$$

$$p = 0.0028 \quad \text{Se usará } p = 0.003$$

$$A_s = 0.003 \times 100 \times 40 = 12.0 \text{ cm}^2$$

$$s_{\frac{1}{2}} = \frac{1.27 \times 100}{12} = 10 \text{ cm}$$

Adherencia: Se debe verificar que la longitud disponible para anclaje sea mayor que la longitud de desarrollo de la varilla de ½" baja.

Supóngase ahora que para una condición de sismo, se presenta un momento en la base la columna, de 50 Ton-m. $F_c = 1.1$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{50}{120} = 0.42 \text{ m}$$

$$\text{Longitud efectiva } B_e = 3.70 - 2 \times 0.42 = 2.86$$

$$f_{\text{máx}} = \frac{120}{3.70 \times 2.86} = 11.34 \text{ T/m}^2$$

$$+ \text{ p.p. } \quad \frac{1.08}{12.42} \frac{\text{T/m}^2}{\text{T/m}^2} < 1.33 \times 10$$

Se aceptan las dimensiones propuestas de la zapata. Fig. 5

$$V_u = 1.1 \times 11.34 \times 1.00 \times 1.20 = 15.0 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0.8 \times 0.5 \sqrt{200} \times 100 \times 40 = 22.6 \text{ Ton} > V_u$$

$$M_u = 1.1 \times 11.34 \times \frac{1.60^2}{2} \times 1.0 = 16.0 \text{ T-m}$$

para una franja de 1.00 m.

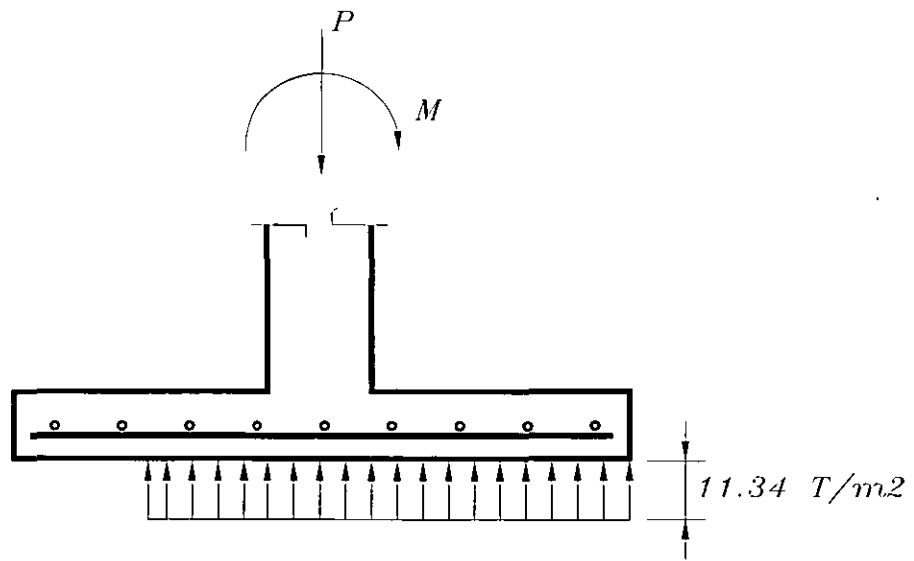
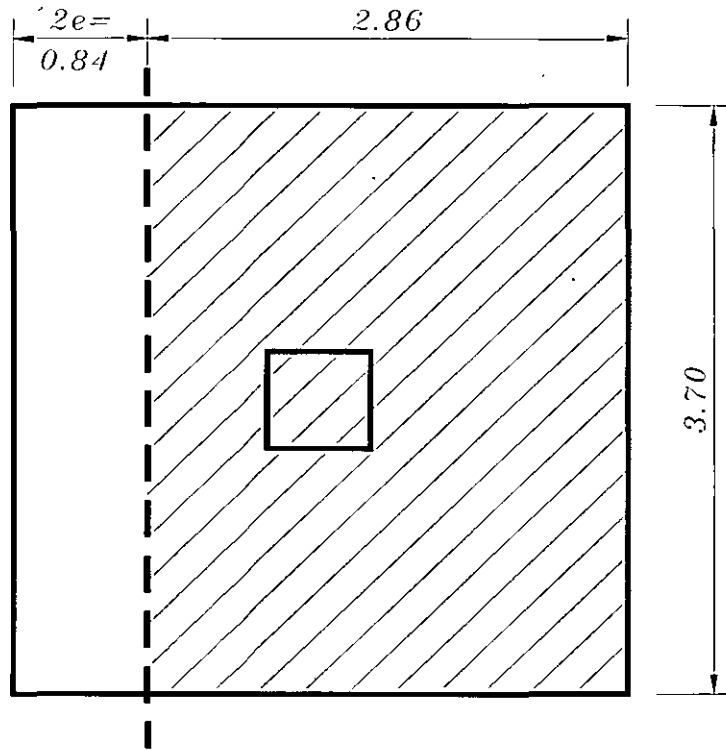


FIG. 5 AREA EFECTIVA DE LA ZAPATA CON CARGA AXIAL Y MOMENTO

Cuando el momento último por transmitir es mayor de:

$$0.2 V_u d = 0.2 \times 1.1 \times 120 \times 40 = 10.6 \text{ T m}$$

el cortante de diseño se modifica pues una parte del momento en la columna se transmite por torsión y otra parte por flexión. La torsión modificará la distribución del esfuerzo cortante.

En este caso $M_u = 1.1 \times 50 = 55 \text{ T-m} > 10.6$

Fracción transmitida por flexión: (Fig. 6)

$$\frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{1}} = 0.60 \quad (\text{Fracción de } M_u \text{ tomado por Flexión})$$

$c_1 = c_2 = 50$ dimensión de los lados de la columna

$\alpha = 1 - 0.60 = 0.40$ (Fracción de M_u que hace variar el cortante)

$\alpha M_u = 22 \text{ Tm}$

$d = 40$

$A_{cr} = 2d (c_1 + c_2 + 2d) = 2 \times 40 (50 \times 2 + 2 \times 40) = 14400 \text{ cm}^2$

$\alpha M_u = 0.4 \times 55 = 22 \text{ T-m}$

$c_{AB} = 0.45 \text{ m}$ (distancia del eje al borde de la sección crítica)

$$J_C = \frac{0.40 \times 0.90^3}{6} + \frac{0.90 \times 0.40^3}{6} + \frac{0.40 \times 0.90^3}{2} \quad (\text{Momento polar de inercia modificado})$$

$$= 0.0486 + 0.0096 + 0.1458 = 0.204 \text{ m}^4$$

$$\alpha \frac{M}{J_C} c_{AB} = \frac{2200000 \times 45}{20400000} = 6.8 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Incremento de cortante})$$

$$V_{AB} = 1.1 \times \frac{120000 - 90^2 \times 1.134}{14400} + 6.8 = 8.5 + 6.8 = 15.3 > 0.7 \sqrt{f_c^*} = 9.9 \text{ Kg/cm}^2$$

Se aumentará el peralte $d = 50$ $h = 55$. El incremento de peso no es significativo y puede conservarse la misma área de la zapata.

$$A_{cr} = 2 \times 50 (50 \times 2 + 2 \times 50) = 20000 \text{ cm}^2$$

$$c_{AB} = 0.50$$

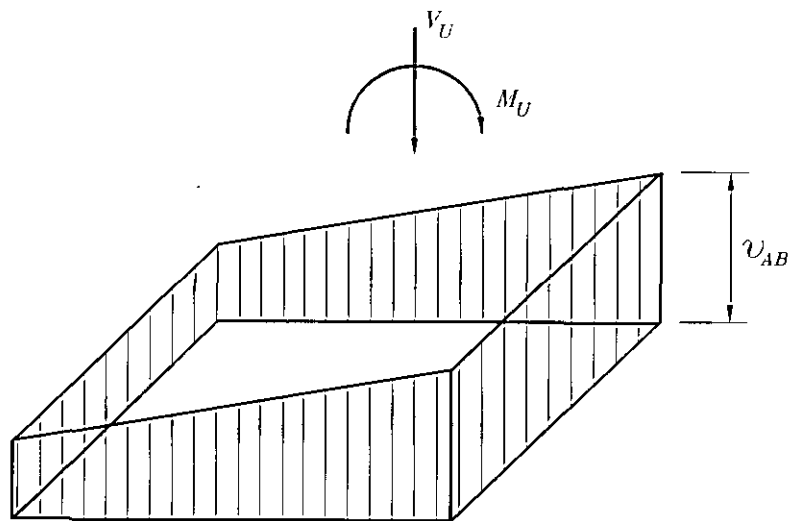
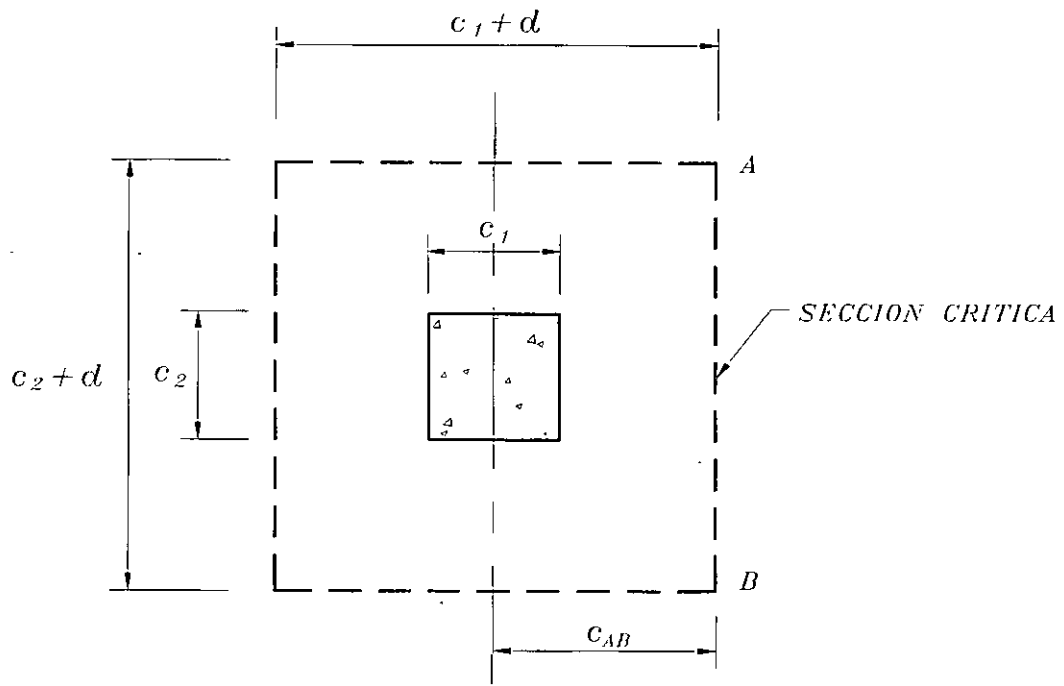


FIG. 6 ESFUERZOS CORTANTES DE PENETRACION

$$J_C = \frac{0.50 \times 1.00^3}{6} + \frac{1.00 \times 0.50^3}{6} + \frac{0.50 \times 1.0^3}{2} = 0.3541 \text{ m}^4$$

$$\alpha \frac{M_u c_{AB}}{J_C} = \frac{2200000 \times 50}{35\,410\,000} = 3.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{AB} = \frac{(1.1 \times 120000 - 90^2 \times 1.134)}{20\,000} + 3.1 = 6.1 + 3.1 = 9.2 \text{ Kg/cm}^2 < 9.9 \quad \text{Se acepta}$$

El resto del momento ó sea $0.6 M_u = 33 \text{ T-m}$ se debe distribuir en una franja cuyo ancho es:
 $c_2 + 3 h = 50 + 3 \times 55 = 215 \text{ cm}$.

Esto equivale a un momento de $\frac{33.0}{2.15} = 15.3 \text{ Tm}$ para una franja de 1.00 de ancho que es

menor que el momento de 16.0 Ton-m calculado con la reacción del suelo.

Diseño por flexión

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{16.0 \times 10^5}{100 \times 50^2} = 6.4 \quad p < 0.003$$

Se usará $p = 0.003$ por estar la zapata en condiciones de exposición severa.

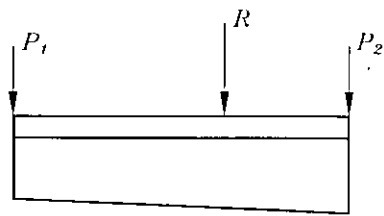
$$A_s = 0.003 \times 100 \times 50 = 15.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con vars. de } \frac{1}{8} \text{''} \quad S = \frac{1.93 \times 100}{15} = 12 \text{ cm}$$

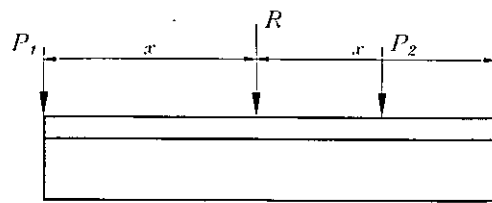
ZAPATAS CORRIDAS PARA DOS O MÁS COLUMNAS

Este tipo de zapatas se emplea cuando se pretende un trabajo de conjunto en la cimentación, ya sea para reducir los asentamientos diferenciales, o bien para ligar una columna de lindero con un interior y evitar así la solución con zapata excéntrica. Fig. 7

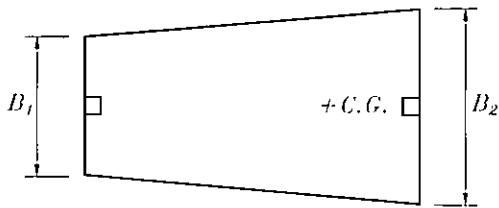
A fin de aumentar la rigidez de estas zapatas, se acostumbra colocar una trabe que una las columnas y que desarrolle por flexión, el trabajo en la dirección longitudinal. En la dirección transversal, el trabajo es similar al de una losa en doble voladizo.



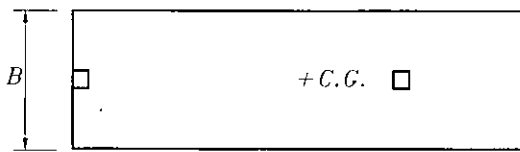
ELEVACION



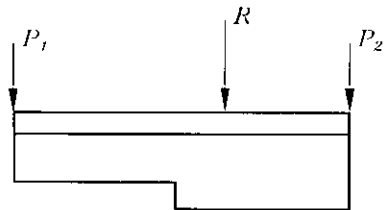
ELEVACION ZAPATA
CON ANCHO VARIABLE



PLANTA
ZAPATA CON ANCHO VARIABLE



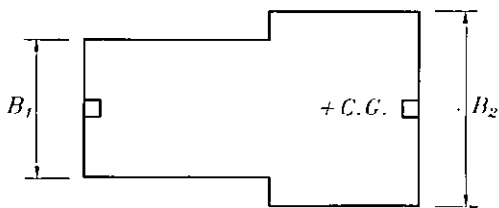
PLANTA
ZAPATA CON VOLADO HACIA
UN LADO



ELEVACION



SECCION TRANSVERSAL TIPICA



PLANTA
ZAPATA CON DOS ANCHOS
DIFERENTES

FIG. 7 ZAPATA CORRIDA PARA DOS COLUMNAS

Uno de los aspectos fundamentales para el correcto funcionamiento de una zapata corrida, consiste en lograr coincidencia entre la resultante de las cargas de las columnas y el centroide geométrico del área de la zapata, especialmente cuando el suelo es compresible, ya que en esta forma, los posibles asentamientos serán uniformes.

Una vez centrada la resultante, se tiene un sistema isostático, en el que fácilmente se pueden calcular los momentos y cortantes para el diseño de la trabe.

La zapata se analizará como losa en voladizo sometida a la reacción del suelo.

Para el diseño de la losa se emplea el procedimiento mostrado en la zapata corrida para un muro.

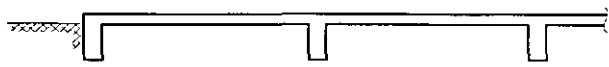
LOSAS Y CAJONES DE CIMENTACIÓN

Cuando en una estructura, la magnitud de las cargas sobre la cimentación requiere más del 50% del área total disponible, es conveniente emplear una losa corrida. Esto obviamente ocurrirá en suelos de baja capacidad de carga o gran deformabilidad.

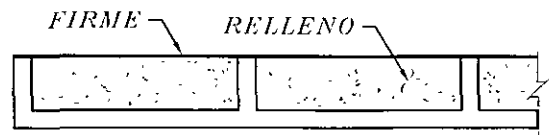
La solución estructural consiste en un sistema de losa, generalmente rigidizado por una retícula de trabes colocadas por encima o por debajo de la losa. Eventualmente se emplea una losa plana sin trabes, con lo que se consigue reducir el volumen de excavación, a cambio de perder rigidez y propiciar con ello mayores deformaciones diferenciales, especialmente en terreno blando.

Cuando el suelo es excesivamente compresible, como la arcilla de la Ciudad de México, generalmente se recurre a una cimentación compensada (parcial o totalmente), empleándose para tal fin un cajón formado por dos losas y una retícula de trabes.

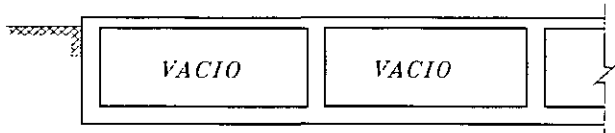
Ocasionalmente la losa inferior se substituye por una serie de cascarones cilíndricos, obteniéndose cierto ahorro de concreto y refuerzo, a cambio de requerirse una construcción más cuidadosa. En este caso las trabes transversales hacen las veces de tímpanos.



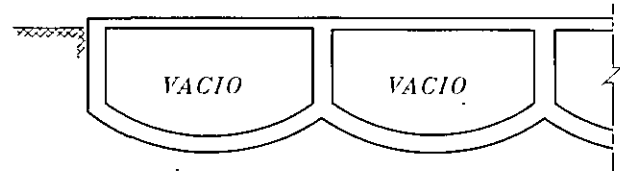
LOSA CON TRABES HACIA ABAJO



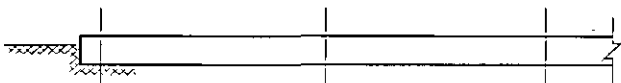
LOSA CON TRABES HACIA ARRIBA



CAJON CON DOS LOSAS Y TRABES



CAJON CON CASCARONES, TRABES Y TIMPANOS



LOSA PLANA SIN TRABES

FIG. 8 LOSAS CORRIDAS Y CAJONES

En la fig. 8 se muestran los tipos de cimentación descritos.

Para el análisis de este tipo de cimentaciones generalmente se considera un sistema aislado de la superestructura y sometido a las cargas que ésta le transmite a través de las columnas y a la reacción del suelo. Adicionalmente debe considerarse el peso propio de la cimentación, en forma de una carga uniformemente distribuida en el área de contacto.

En estas condiciones puede suponerse que la losa recibe la reacción del suelo y la transmite a las trabes y éstas a su vez, transmiten a las columnas en forma de fuerzas cortantes, un conjunto de fuerzas que equilibran las cargas existentes en cada una de las columnas.

Ahora bien, uno de los aspectos más importantes del problema consiste en la interacción que existe en el conjunto cimentación-suelo, la que representa la principal dificultad analítica del mismo, pues la reacción del suelo y su distribución, depende tanto de las características del elemento de cimentación como de las del suelo.

Para entender este concepto, supóngase una losa de cimentación apoyada sobre un suelo de determinado grado de compresibilidad.

Como una primera aproximación, considérese una reacción del suelo, uniforme. El análisis de la losa bajo esta consideración, proporciona una determinada condición de flexión y consecuentemente una configuración deformada. Pero las deformaciones en cada punto de la losa, está limitadas por las características del suelo, ya que si éste se deforma más que la losa, el trabajo de ésta, tiene que modificarse para lograr esa compatibilidad.

Esto se puede hacer por aproximaciones sucesivas, aunque el procedimiento es lento y excesivamente complicado, desde el punto de vista numérico. Por tal motivo, se han empleado métodos aproximados para estimar los elementos mecánicos que permiten obtener diseños con un adecuado funcionamiento y un razonable factor de seguridad. Algunos de estos métodos se describen a continuación.

- 1) Análisis de cimentación como piso invertido, sometido a la reacción del suelo y con apoyos fijos en las columnas. El método es muy burdo pues se ignoran los desplazamientos de la cimentación y no se logra el equilibrio entre los cortantes de las trabes que inciden en una columna y la carga de ésta.

En este método, las losas se consideran apoyadas en las trabes y éstas se analizan como vigas continuas apoyadas en las columnas. La reacción del suelo se considera uniformemente distribuida en toda el área, para lo cual se requiere que exista coincidencia entre la resultante de las cargas y el centroide del área de la cimentación. Más adelante se ilustra la aplicación de este método al caso de una retícula con cargas perpendiculares a su plano.

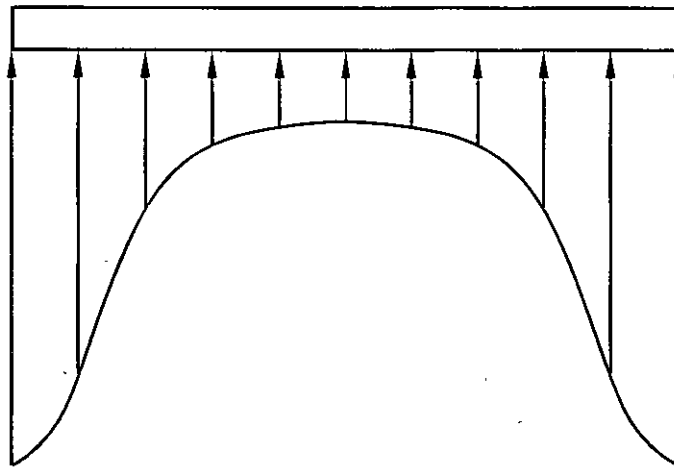
- 2) Análisis de la cimentación como un sistema rígido flotante, sometido a las cargas de las columnas y a la reacción del suelo. Las deformaciones de la cimentación no modifican la distribución de presiones del suelo.

En este caso es conveniente considerar para la reacción del suelo, una distribución que se asemeje a la real, de acuerdo con las características de compresibilidad del mismo.

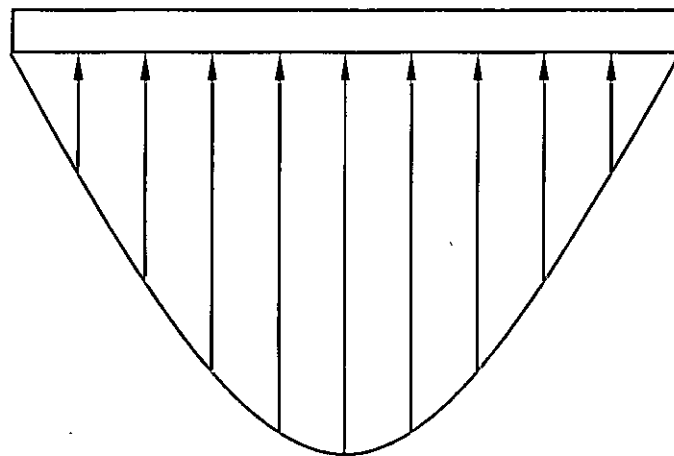
En la fig. 9 se muestran distribuciones típicas de la reacción para suelos arcillosos y para suelos arenosos.

Más adelante se ilustra la aplicación de este método idealizando la retícula mencionada antes en dos direcciones ortogonales, como una viga sometida a las cargas totales y a la reacción del suelo, en este caso uniformemente distribuida. Posteriormente se analiza la retícula con el programa STAAD introduciendo apoyos ficticios en las esquinas. Finalmente se aplica el método de interacción aproximado de la C.F.E.

- 3) Análisis de la cimentación como sistema apoyado en una serie de resortes elásticos. Cada resorte se caracteriza por una constante, que es igual al módulo de reacción del suelo multiplicado por el área tributaria del resorte.



*DISTRIBUCION DE PRE-
SIONES EN SUELO AR-
CILLOSO.*



*DISTRIBUCION DE PRESIONES
EN SUELO ARENOSO.*

FIG. 9 DISTRIBUCION DE PRESIONES SOBRE EL SUELO

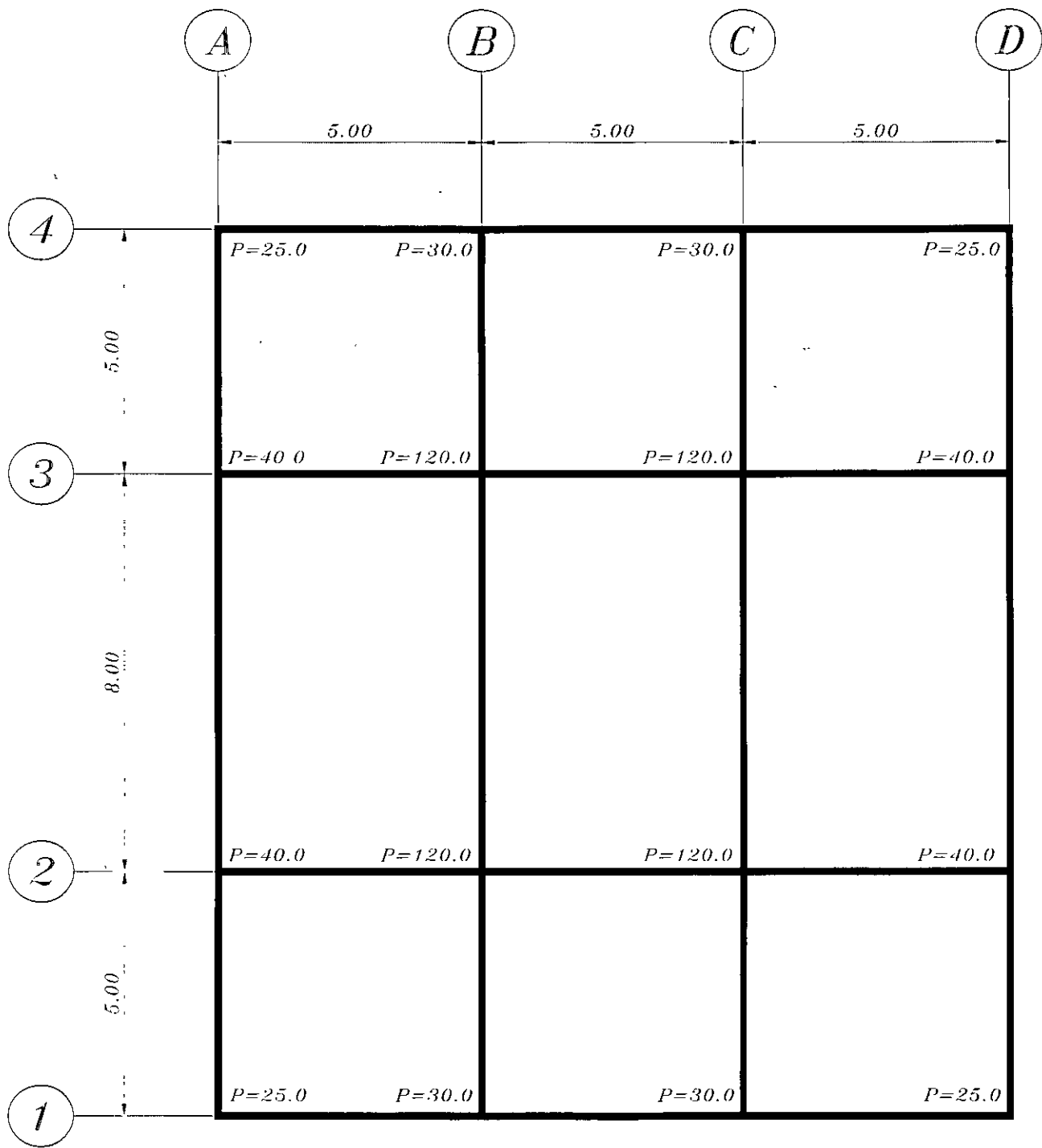
Ya se mencionó como se obtiene el módulo de reacción y las limitaciones que tiene su empleo, especialmente en arcillas compresibles como las del valle de México.

Generalmente se considera un resorte en cada nudo de la retícula aunque se pueden considerar resortes en cuantos puntos se deseé.

Debe tenerse en cuenta que la precisión en los resultados, no depende de la aproximación numérica que se obtenga en el análisis estructural, sino más bien en la compatibilidad que se logre entre las deformaciones de la cimentación y los asentamientos del suelo. O sea que los métodos anteriores solo representan una parte de la solución al problema; la solución correcta sería un análisis de interacción en el se requiere la participación del geotecnista, que es el encargado de calcular los asentamientos del suelo.

La misma retícula se analiza apoyada sobre resortes considerando diferentes valores de la constante.

En las figuras siguientes se muestra el resultado del análisis de una retícula con los métodos descritos anteriormente y se hace la aplicación del método de interacción aproximado de la C.F.E.



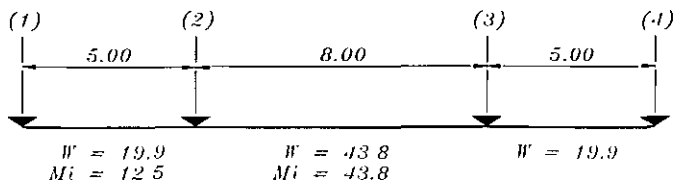
EJES 1, 4, A, D :25x150
 EJES 2, 3, B, C :40x100

$P = 860 \text{ TON.}$
 $\text{AREA} = 270 \text{ m}^2$

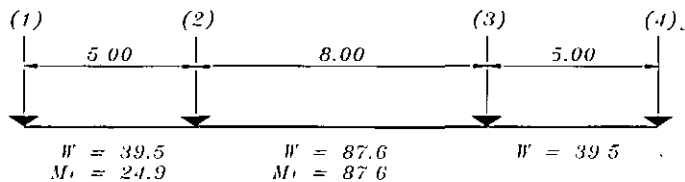
$$W = \frac{860}{270} = 3.185 \text{ T/m}^2$$

FIG. 10 RETICULA DE CIMENTACION

EJES A Y D



EJES B Y C

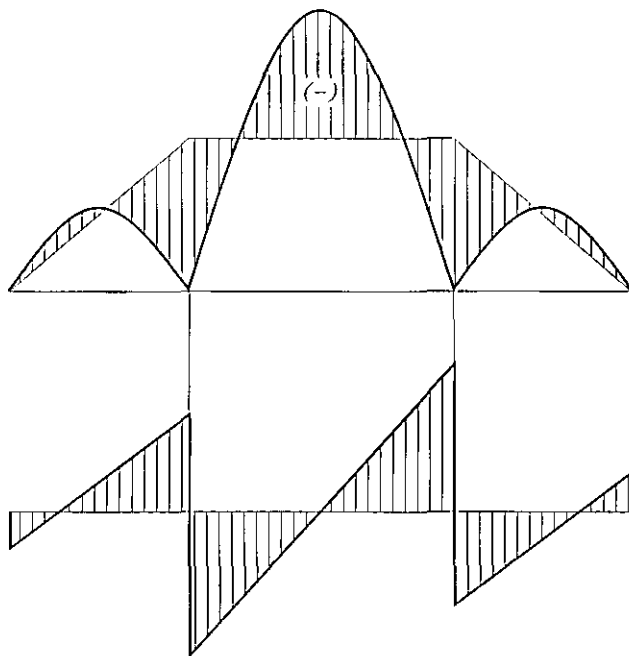
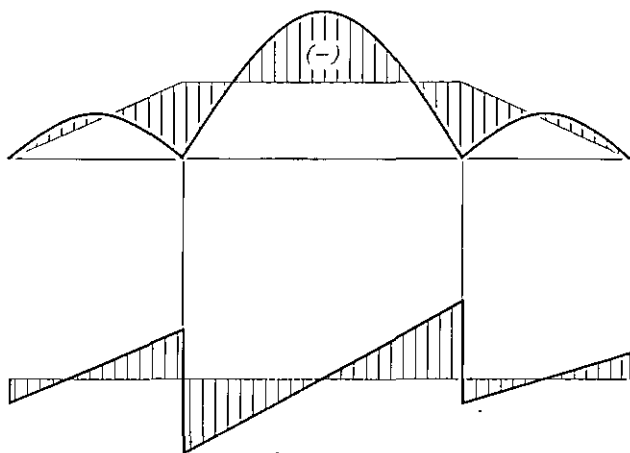


-10.0
-4.7
-5.3
5.3

0.55	0.45
12.5	-29.2
9.2	7.5
	-3.7
2.0	1.7
23.7	-23.7
10.0	-21.9
-4.7	0
14.7	-21.9
36.6	

-19.9
9.5
-10.4
10.4

0.55	0.45
24.9	-58.4
18.4	15.1
	-7.6
4.2	3.4
-47.5	-47.5
19.9	-43.8
9.5	0
29.4	-43.8
73.2	

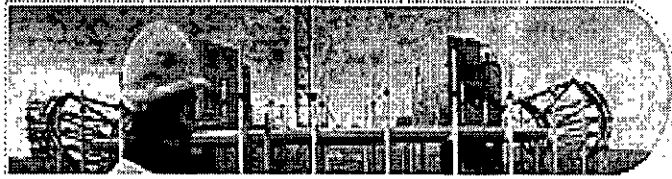


CADA TRABE SE ANALIZA INDEPENDIEMENTE
 SOMETIDA A LA REACCION DEL SUELO QUE ACTUA
 EN EL AREA TRIBUTARIA CORRESPONDIENTE
 EL METODO EMPLEADO PARA EL ANALISIS ES
 EL DE CROSS

FIG. 11 ANALISIS DE LA RETICULA COMO PISO INVERTIDO



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



... Ingeniería de Civil

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.

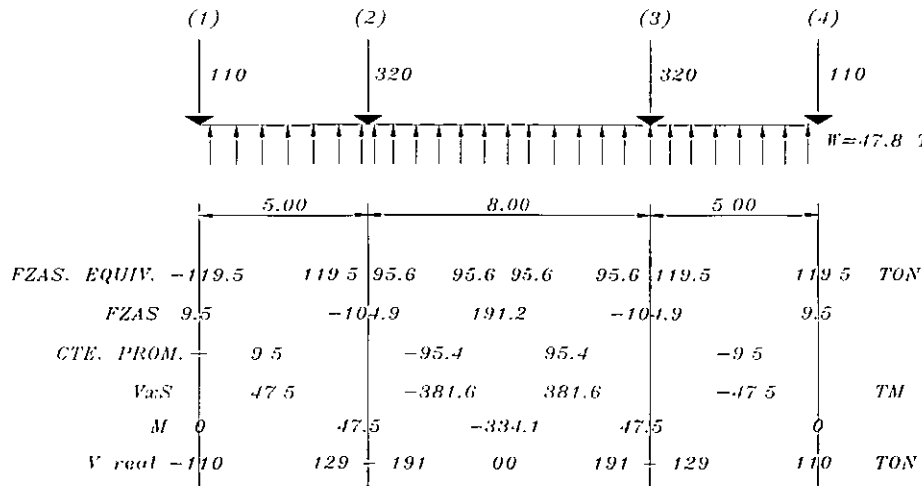
CA 461

TEMA

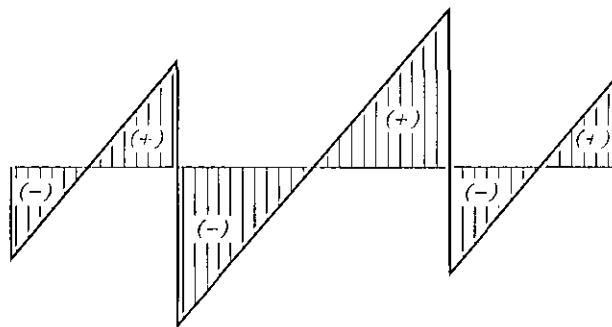
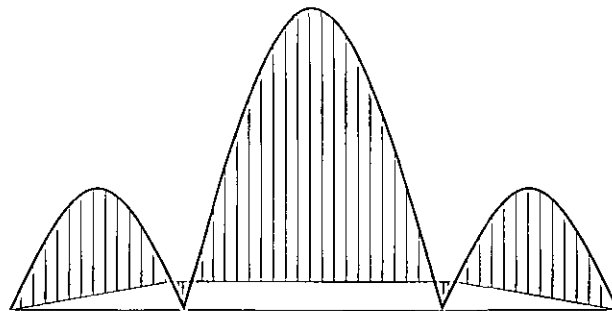
ANEXOS

**EXPOSITOR: ING. RAÚL GRANADOS GRANADOS
DEL 17 AL 28 DE OCTUBRE DE 2005
PALACIO DE MINERÍA**

ANALISIS COMO VIGA FLOTANTE
DIRECCION PARALELA A LOS EJES LETRA



SE CONSIDERA A TODA LA RETICULA EN CONJUNTO COMO UNA VIGA RIGIDA FLOTANDO SOBRE EL SUELO Y SUJETA A UN ESTADO DE EQUILIBRIO ENTRE LAS CARGAS DE LAS COLUMNAS Y LA REACCION DEL SUELO SE EMPLEA EL METODO DE NEWMARK PARA OBTENER LOS ELEMENTOS MECANICOS



LOS ELEMENTOS MECANICOS SON PARA EL CONJUNTO Y DEBEN REPARTIRSE PROPORCIONALMENTE A LA RIGIDEZ DE CADA TRABE. (EJES A Y D Y EJES B Y C).

FIG. 12 ANALISIS DE LA RETICULA COMO VIGA FLOTANTE DIRECCION PARALELA A LOS EJES LETRA

LOAD= 1

MN/ELEM

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOP

NJ = 16

NM = 24

NE = 0

NS = 0

/MAX= 18 0

1MAX= 0 0

ZMAX= 15 0

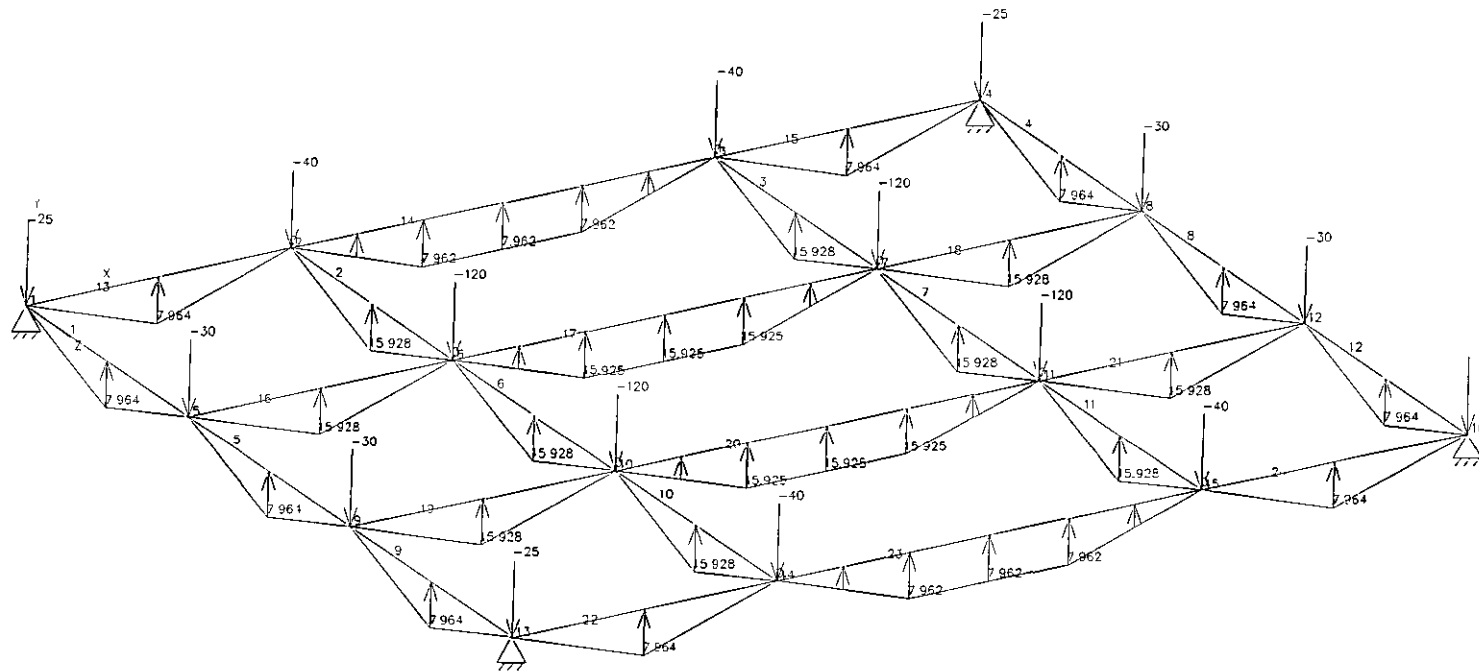


FIG 13 ANALISIS DE LA RETICULA COMO PLACA FLOTANTE EN EL ESPACIO CARGAS

UNIT: MF, MT

STAAD PRE - PLOT (VERSION 22.0)

DATE AUG 6 2002

TITLE RETICULA CURSO

MN/ELEM

MOMENT MZ LN= 1

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOR

HJ = 16

NM = 24

HE = 0

NS = 0

NPJ= 4

NL = 1

XMA= 18 0

YMAX= 0 0

ZMA= 15 0

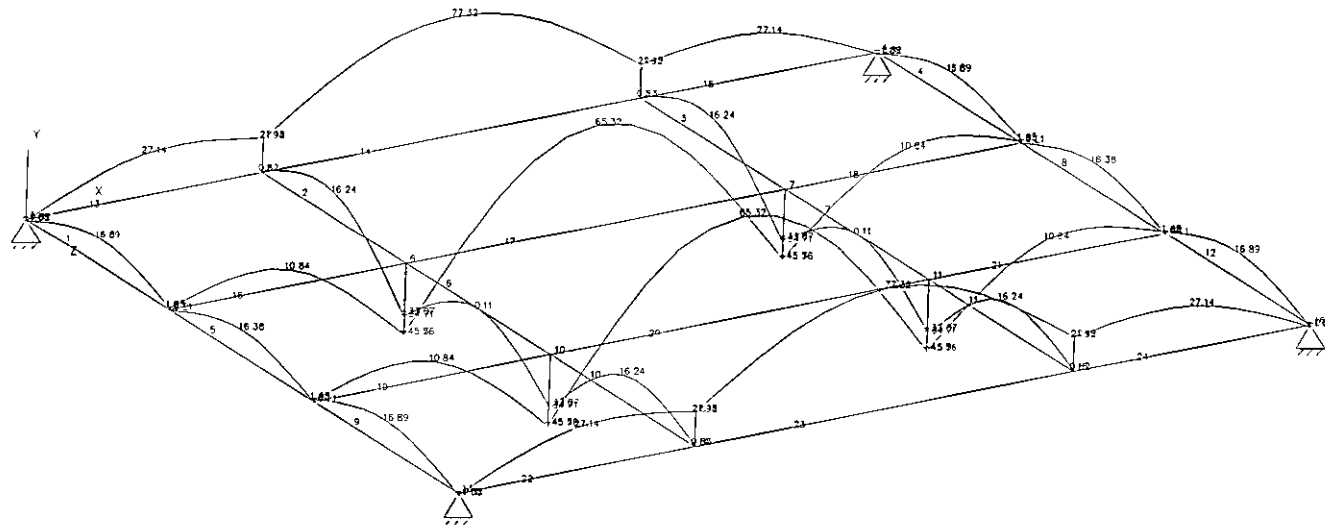


FIG 14 ANALISIS DE LA RETICULA COMO VIGA FLOTANTE EN EL ESPACIO MOMENTOS

Maximum= 77.32

J=16,M=24

UNIT MET MTO

STAAD POST-PLOT (REV. 22.3)

DATE AUG 6 2002

TITLE RETICULA CURSO

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOR

NJ = 16

NLI = 24

NE = 0

NS = 0

NRJ = 4

NL = 1

XMAX = 18.0

YMA = 0.0

ZMAX = 15.0

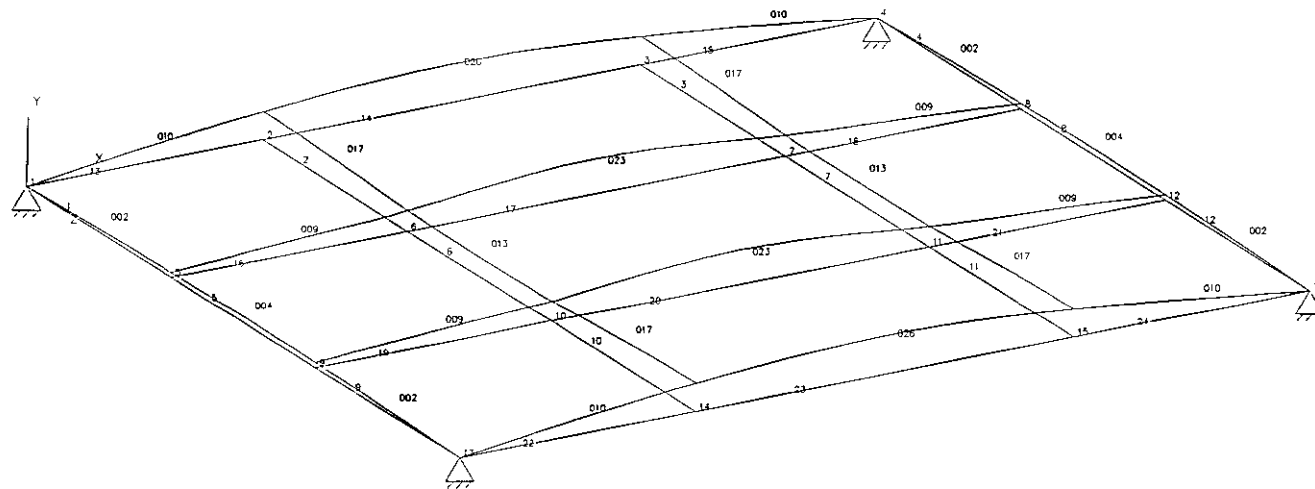


FIG 15 ANALISIS DE LA RETICULA COMO PLACA FLOTANTE EN EL ESPACIO DESPLAZAMIENTOS

J=16,M=24

UNIT MET MTO

STAAD POST - PLOT (REV 22.3)

DATE: AUG 6, 2002

TITLE PETICULA CURSO

LOAD= 1

MN/ELEM

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOR

NJ = 16

NM = 24

NE = 0

NS = 0

XMAX= 18.0

YMAX= 0.0

ZMAX= 15.0

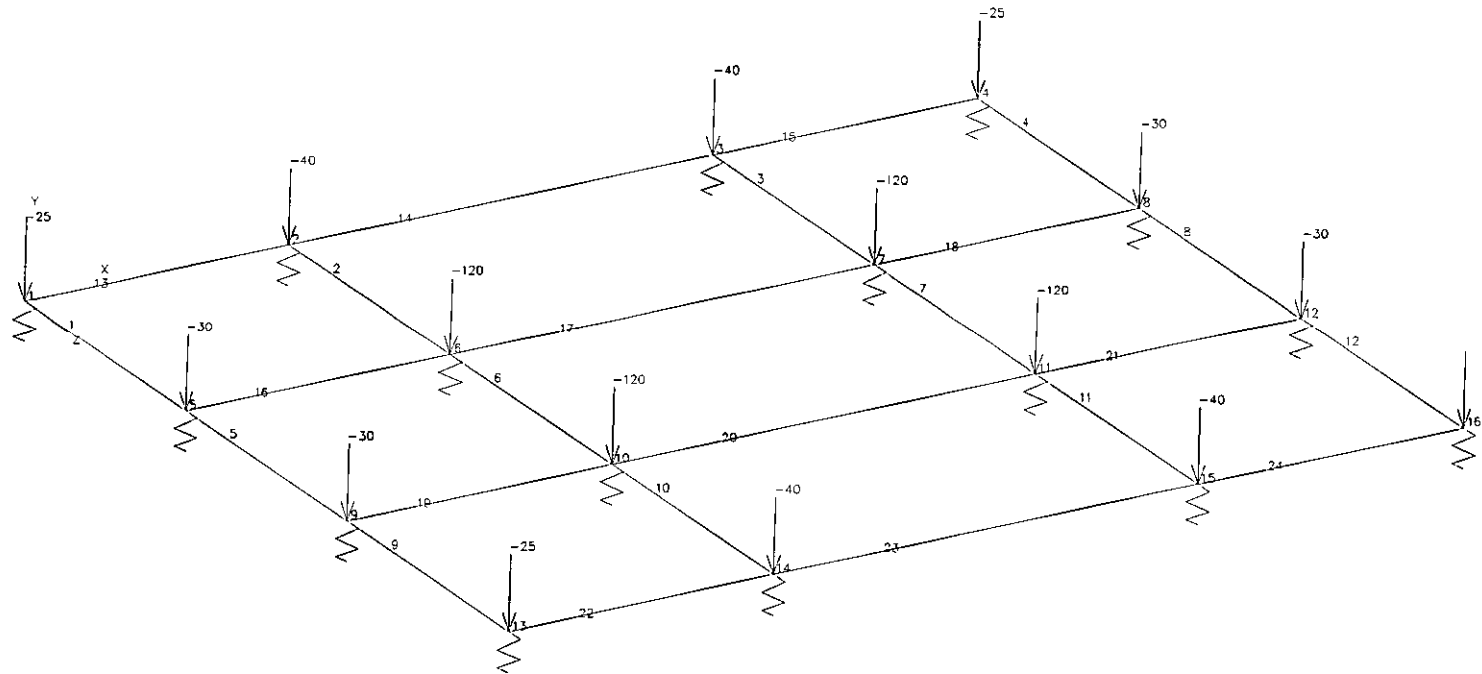


FIG 16 ANALISIS DE LA RETICULA APOYADA EN RESORTES CARGAS. $K_s = 1600T/M^3$

VINT ME MI

STAAD PRE - PLOT (VERSION 22.0)

DATE AUG 6, 2002

TITLE RETICULA CURSO

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOR
 NJ = 16
 NIJ = 24
 NE = 0
 NIS = 0
 NRJ = 16
 NL = 1
 XMAX = 18.0
 YMAX = 0.0
 ZMAX = 15.0

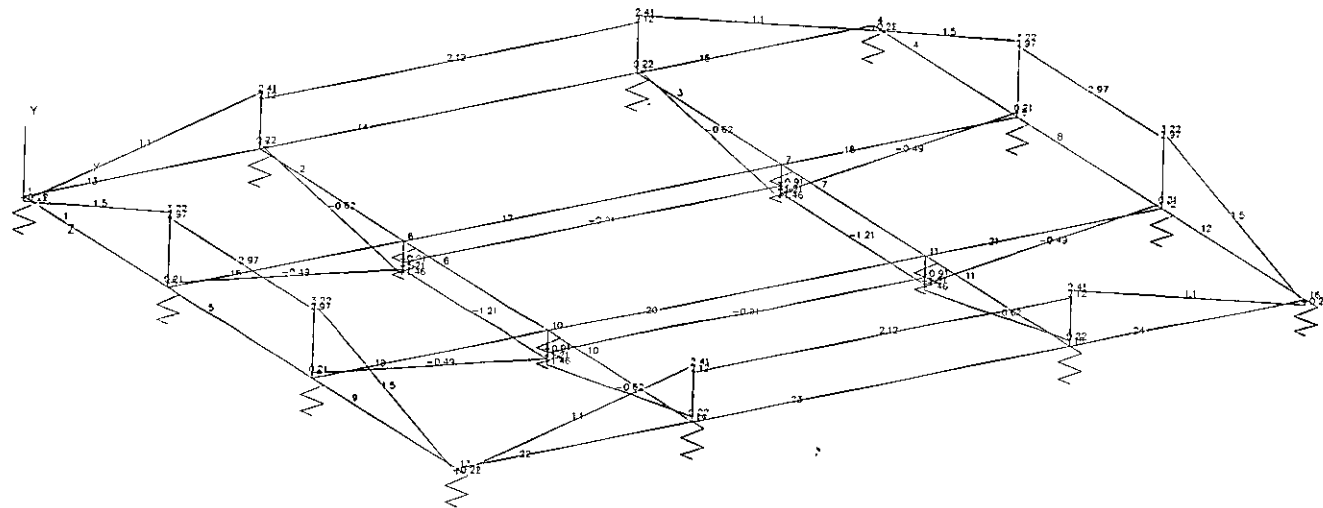


FIG 17 ANALISIS DE LA RETICULA
 APOYADA EN RESORTES MOMENTOS $K_s = 1600T/M^3$

Maximum= 3.22
 J=16, M=24

UNIT MET MTON

MN/ELEM

SCOR LOAD= 1

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOR

NJ = 16

NM = 24

NE = 0

NS = 0

NPJ= 16

NL = 1

XMAX= 18 0

YMAX= 0 0

ZMAX= 15 0

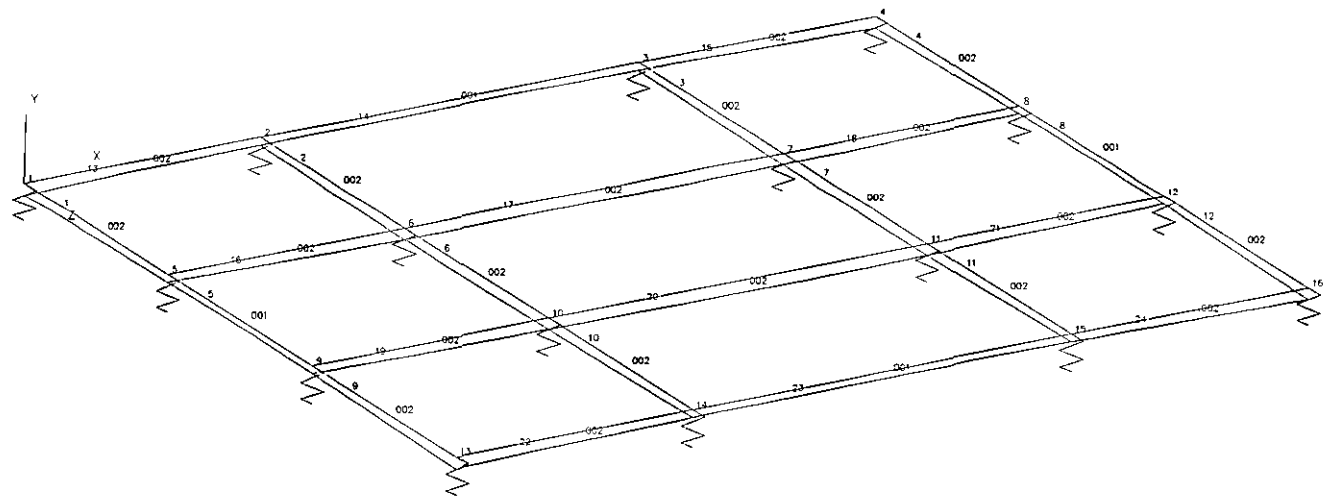


FIG 18 ANALISIS DE LA RETICULA
APOYADA EN RESORTES DESPLAZAMIENTOS $K_s = 1600T/M^3$

J=16,M=2+

UNIT MET MTO

STAAD POST- PLOT (REV 22 3)

DATE AUG 6 2002

TITLE RETICULA CURSO

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOR

NJ = 16

NM = 24

NE = 0

NS = 0

NPJ= 16

NL = 1

XMAX= 18.0

YMAX= 0.0

ZMAX= 15.0

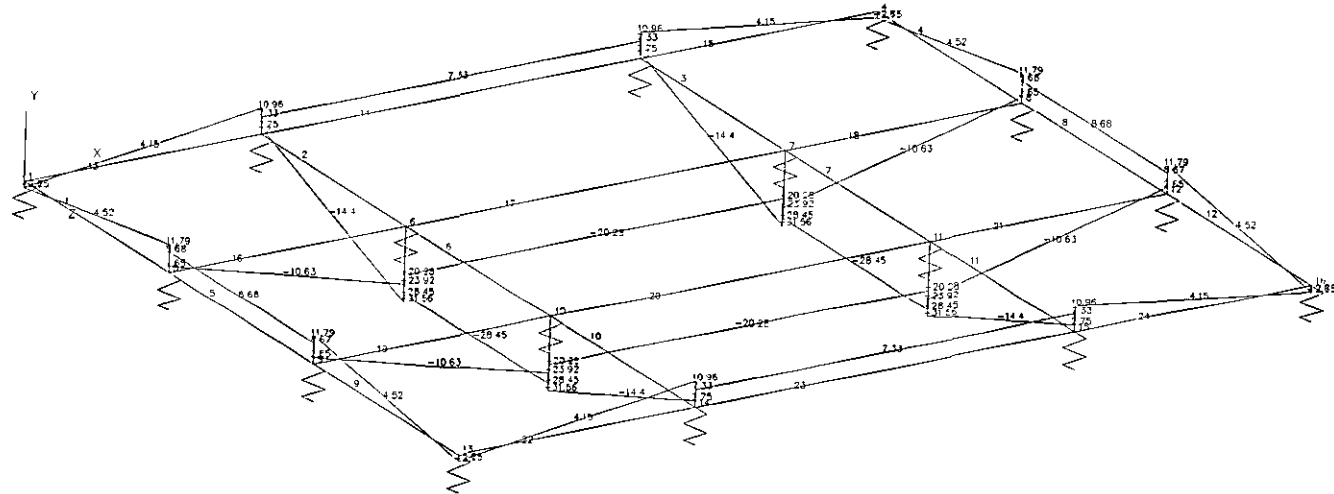


FIG 19 ANALISIS DE LA RETICULA APOYADA EN RESORTES $K_s = 16T/M^3$

Maximum = 31.56

J=16,M=24

UNIT MET MTO

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOR

NJ = 16

NM = 24

NE = 0

NIS = 0

NRJ= 16

NL = 1

XMAX= 15 0

YMAX= 0 0

ZMAX= 15 0

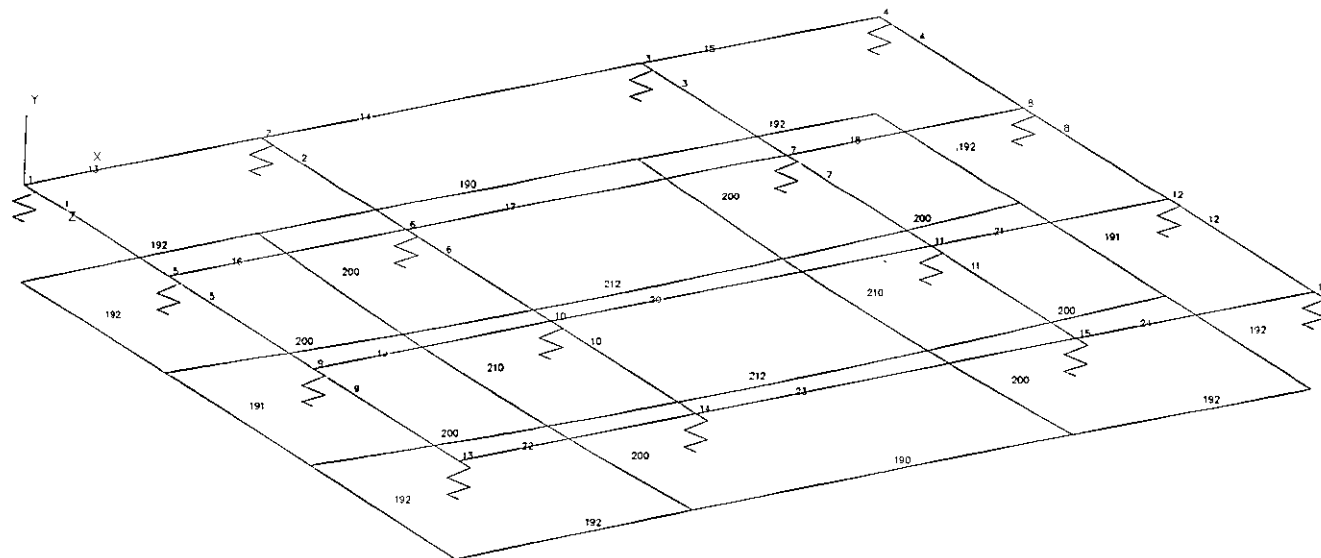


FIG 20 ANALISIS DE LA RETICULA APOYADA EN RESORTES. $K_s = 16T/M^3$

J=16,M=24

UNIT MET MTO

STAAD POST - PLOT (REV 22.3)

DATE AUG 6 2002

TITLE RETICULA CURSO

LOAD= 1

MN/ELEM

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOR

NJ = 40

NM = 48

NE = 0

NS = 0

YMAX= 18.0

YMAX= 0.0

ZMAX= 15.0

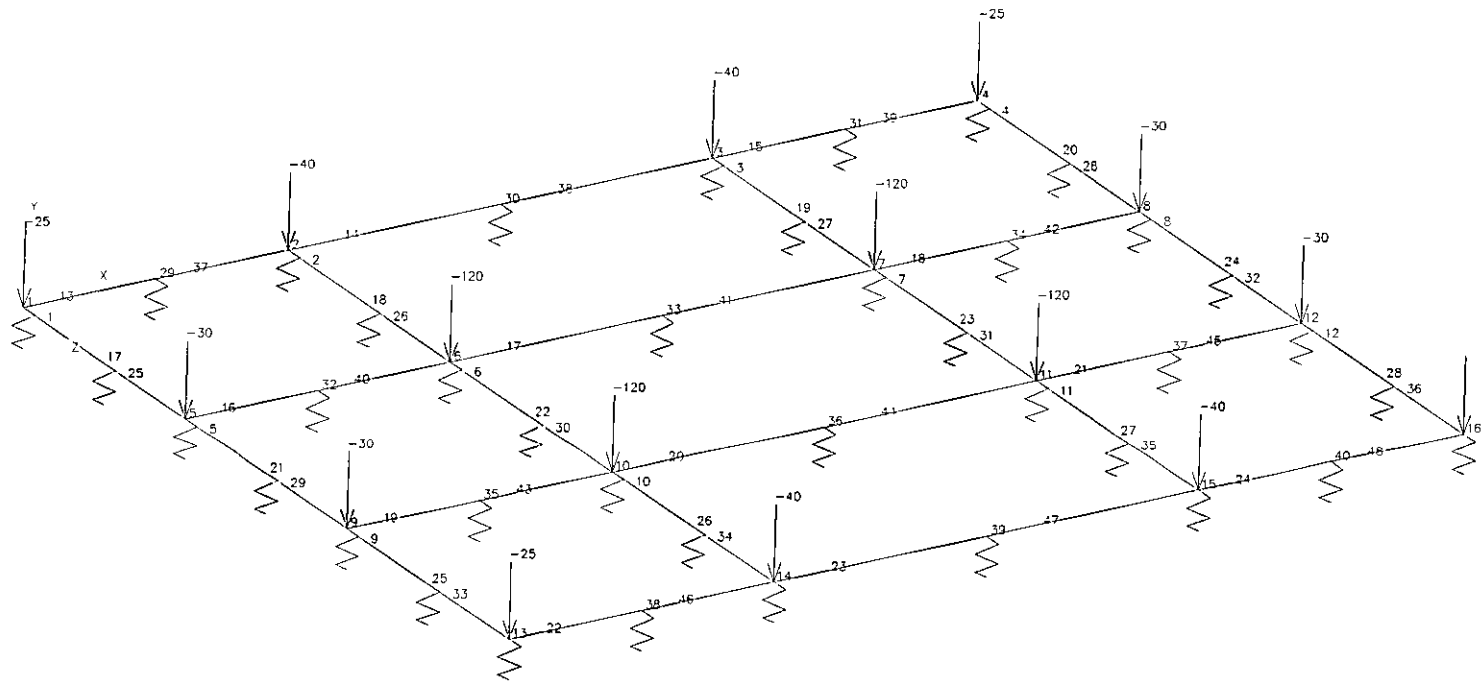


FIG21 ANALISIS DE LA RETICULA
APOYADA EN RESORIES CARGAS $K_s=16T/M^3$

UNIT: MN, MT

STAAD PRE - PLOT (VERSION 22.0)

DATE AUG 6, 2002

TITLE RETICULA CURSO

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOR

NJ = 40

NM = 48

NE = 0

NS = 0

NRJ = 40

NL = 1

XMAX = 15.0

YMAX = 0.0

ZMAX = 15.0

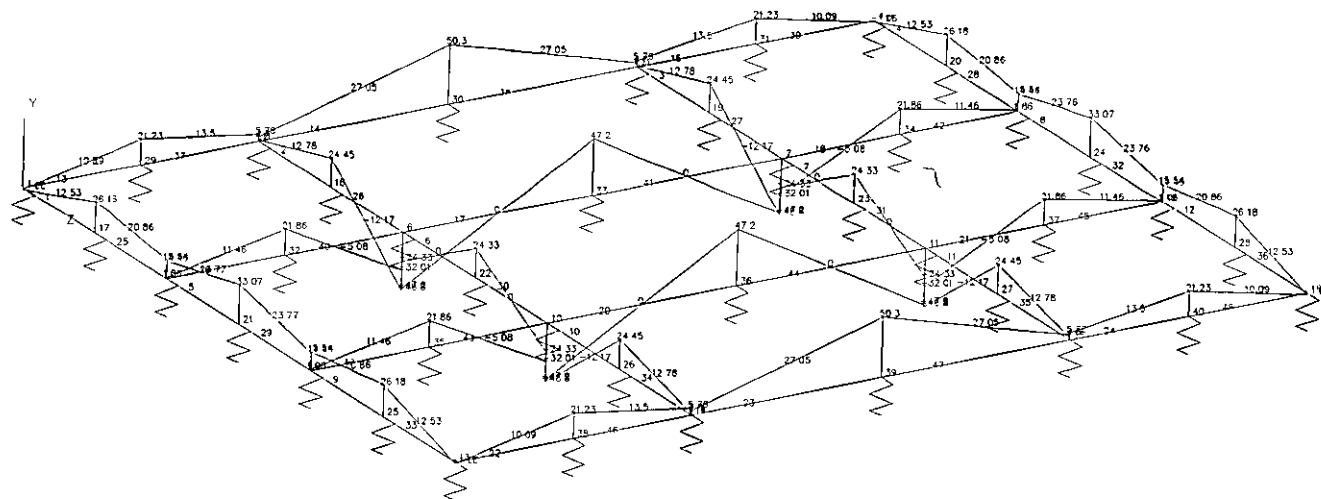


FIG 22 ANALISIS DE LA RETICULA
 APOYADA EN RESORTES MOMENTOS. $K_s = 16T/M^3$

Maximum = 50.30

J=40, M=4S

UNIT MET MTO

MM/ELEM

SCDR LOAD= 1

SIPUCTUPE DATA

TYPE = FLOOR

NJ = 40

NM = 48

NE = 0

NS = 0

NPJ= -10

NL = 1

YMAX= 18 0

ZMAX= 0 0

ZMAX= 15 0

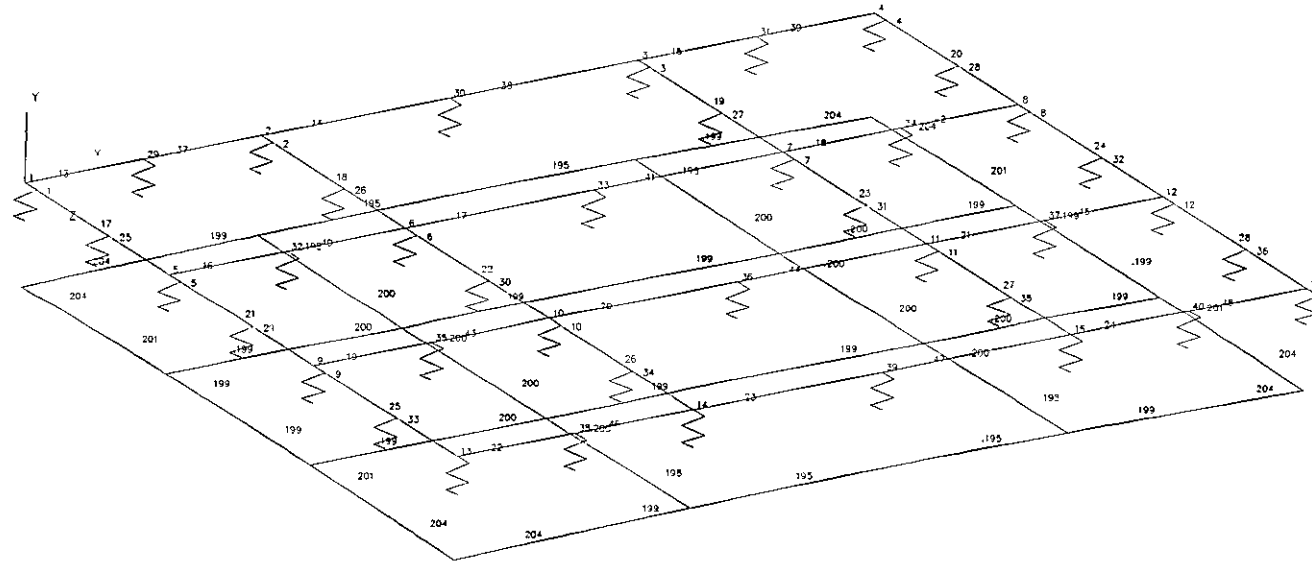


FIG 23 ANALISIS DE LA RETICULA APOYADA EN RESORTES DESPLAZAMIENTOS $K_s=16T/M^3$

J=10 M=18

UNIT MET MTO

STAAD POST-PLOT (REV. 223)

DATE AUG 6, 2002

TITLE RETICULA CURSO

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOR

NJ = 16

NM = 24

NE = 0

NS = 0

NRJ= 16

NL = 1

XMAX= 18 0

YMAX= 0 0

ZMAX= 15 0

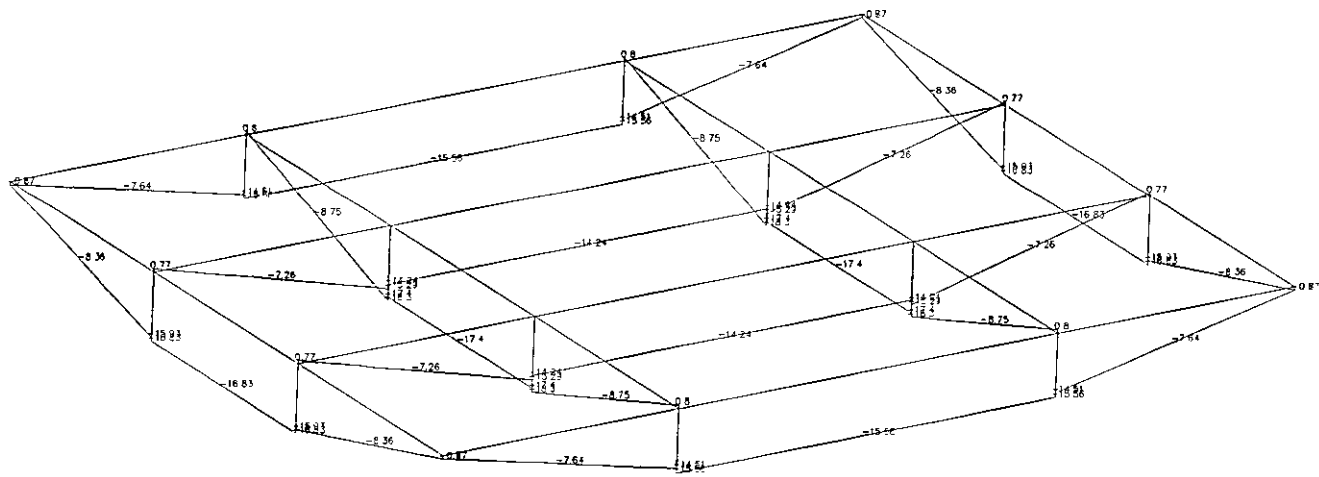


FIG.24 ANALISIS DE LA RETICULA
 APOYADA EN RESORTES MOMENTOS
 Ks VARIABLE

Maximum= 18.30

J=16,M=24

UNIT MET MTO

MN/ELEM

SCDR LOAD= 1

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOR

NU = 16

NM = 24

NE = 0

NS = 0

NPJ= 16

NL = 1

XMAX= 18 0

YMAX= 0 0

ZMAX= 15 0

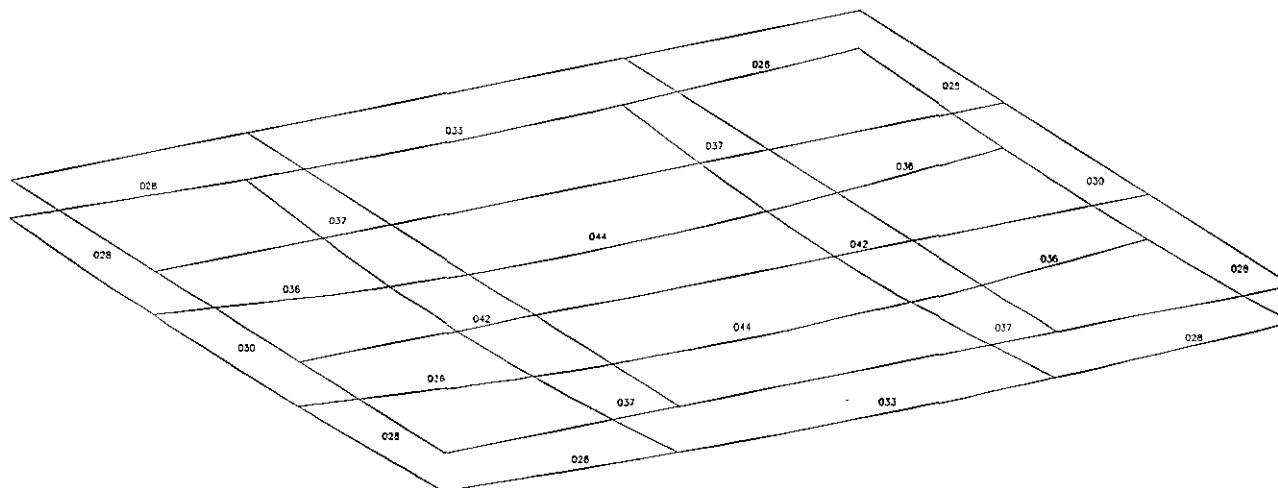


FIG 25 ANALISIS DE LA RETICULA
APOYADA EN RESORTES DESPLAZAMIENTOS
K_s VARIABLE

J=16, M=24

UNIT MET MTO

STAAD POST - PLOT (REV 223)

DATE AUG 27, 2002

TITLE RETICULA CURSO

METODO DE INTERACCION APROXIMADO

(Manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E.)

Para estructuras constituidas principalmente por marcos con cimentaciones de planta rectangular y presión por metro cuadrado aproximadamente uniforme, cimentadas en zapatas o losas corridas, el análisis de interacción suelo-estructura podrá realizarse por el procedimiento simplificado siguiente:

- a) Se calcularán los hundimientos diferenciales suponiendo nulas las rigideces de la subestructura y superestructura y presión uniforme. (Geotecnista)
- b) Los hundimientos diferenciales obtenidos en la dirección larga de la planta de la cimentación se multiplicarán por el coeficiente de reducción dado por la fig. 26 a
- c) Los hundimientos diferenciales obtenidos en la dirección corta de la planta de la cimentación se multiplicarán por el coeficiente de reducción dado por la fig. 26 b

Las cantidades R_A y R_L que aparecen en las figuras 26 a y b se calcularán como sigue:

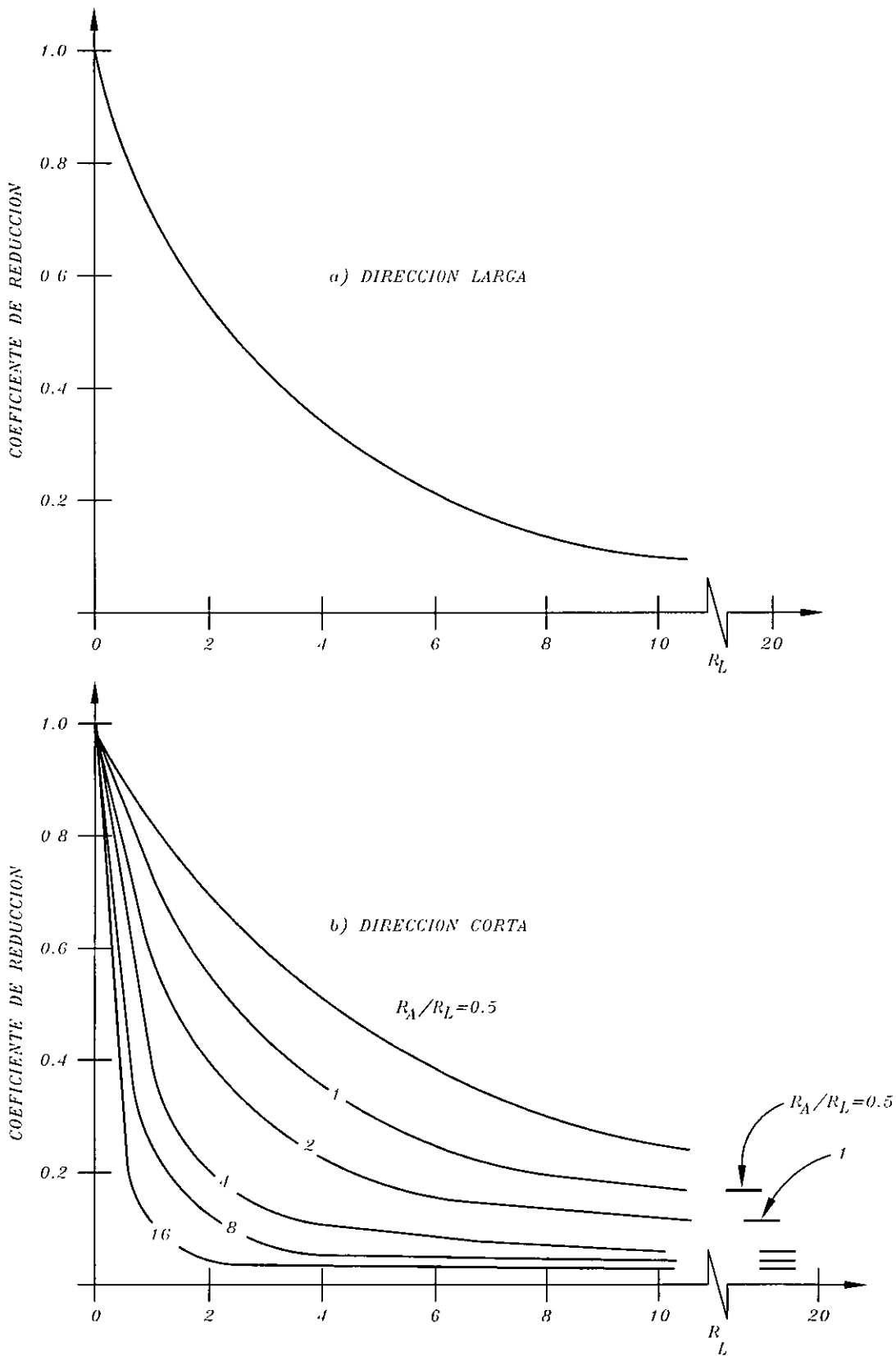
$$R_A = \frac{64 \sum EI_y}{E_s L_x^2 A} \quad (10)$$

$$R_L = \frac{64 \sum EI_x}{E_s L_y^2 A} \quad (11)$$

Donde

$\sum EI_x$, $\sum EI_y$ Sumas de EI de las traveses de la subestructura y de la superestructura con respecto a los ejes x, y (el eje x es paralelo al ancho de la cimentación y el y al largo).

E Módulo de elasticidad (para elementos de concreto deberá tomarse un tercio del módulo a 28 días)



**FIG. 26 COEFICIENTES DE REDUCCION PARA CALCULAR
ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES**

I Momento de inercia centroidal de la sección (para elementos de concreto se considerará la sección bruta)

L_x, L_y Ancho y largo de la cimentación, respectivamente

$$E_s = \frac{I_p q L_x}{(\bar{\Delta}_c - \Delta_e)} \quad (12)$$

$\bar{\Delta}_c, \bar{\Delta}_e$ Hundimientos del centro y de una esquina, respectivamente, del área de cimentación debidos a la presión neta actuando uniformemente y suponiendo nulas las rigideces de la subestructura y de la superestructura.

I_p Coeficiente adimensional obtenido de la tabla I

q Presión neta uniforme

A Área de la cimentación

S: Los valores de $\bar{\Delta}_c, \bar{\Delta}_e$ corregidos satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias para Cimentación, se acepta la sección propuesta para las trabes de cimentación; en caso contrario se modifica su sección. Una vez satisfechos los requisitos de hundimientos se procede a modificar la distribución de la presión del suelo. Para ello se recurre a la Tabla II para obtener los factores que afectan a la presión uniformemente distribuida y se realiza el análisis de la retícula con alguno de los métodos ilustrados. Estos factores son función de R_A/R_L y R_L

TABLA I VALORES DE I_p

L_x/L_y	I_p	L_x/L_y	I_p
0.000	*****	0.500	0.765872
0.025	1.713169	0.525	0.750952
0.050	1.492583	0.550	0.736778
0.075	1.363602	0.575	0.723285
0.100	1.272246	0.600	0.710416
0.125	1.201265	0.625	0.698121
0.150	1.143311	0.650	0.686357
0.175	1.094557	0.675	0.675084
0.200	1,052297	0.700	0.664268
0.225	0.015082	0.725	0.653376
0.250	0.981852	0.750	0.643880
0.275	0.951851	0.775	0.634255
0.300	0.924523	0.800	0.624979
0.325	0.899441	0.825	0.616029
0.350	0.876278	0.850	0.607386
0.375	0.854771	0.875	0.599034
0.400	0.834710	0.900	0.590956
0.425	0.815922	0.925	0.583136
0.450	0.798263	0.950	0.575562
0.475	0.781614	0.975	0.563220
		1.000	0.561100

TABLA II Presiones normalizadas*

R_A/R_L	1.0		2.0		4.0	
R_L						
0.4	1.22	0.99	1.28	0.91	1.36	0.83
	0.99	0.82	1.04	0.76	1.12	0.69
1.0	1.41	0.96	1.50	0.88	1.56	0.80
	0.96	0.66	1.02	0.60	1.08	0.55
2.0	1.58	0.94	1.65	0.86	1.70	0.82
	0.94	0.54	0.99	0.50	1.02	0.46
4.0	1.73	0.92	1.78	0.86	1.80	0.84
	0.92	0.45	0.95	0.42	0.96	0.40
10.0	1.84	0.89	1.87	0.87	1.88	0.85
	0.89	0.37	0.91	0.36	0.92	0.36
20.0	1.90	0.88	1.91	0.87	1.92	0.86
	0.88	0.34	0.89	0.33	0.90	0.33

* Para cada pareja de valores de R_L y R_A/R_L se presentan las presiones normalizadas correspondientes a la cuarta parte del área de cimentación. Un coeficiente de la tabla multiplicado por la presión neta media actuante (peso de la construcción menos peso de excavación) da la presión neta en la porción de área correspondiente a ese coeficiente. Cada una de estas porciones es 1/16 del área total. Para obtener la presión de contacto debe sumarse a la presión neta así obtenida, la presión correspondiente a la excavación.

APLICACIÓN DEL METODO APROXIMADO DE INTERACCION SUELO-CIMENTACIÓN

Supóngase que en la retícula analizada, un estudio de Mecánica de Suelos conduce a los siguientes valores de deformación para diferentes puntos de la cimentación, para la presión transmitida de 3.185 T/m^2 .

Deformación en el centro del área :	14 cm
Deformación en el centro del lado largo:	11 cm
Deformación en el centro del lado corto:	9 cm
Deformación en la esquina:	6 cm

Las deformaciones anteriores se calcularon suponiendo nula la rigidez de la subestructura.

ASENTAMIENTOS O DEFORMACIONES DIFERENCIALES:

Dirección larga	Centro :	$14 - 9 = 5\text{cm}$
	Bordes:	$11 - 6 = 5\text{cm}$
Dirección corta	Centro :	$14 - 11 = 5\text{cm}$
		$9 - 6 = 3\text{cm}$

Se aplicará ahora el método propuesto por el Manual de la C.F.E., para reducir los valores anteriores. Para ello se obtendrán coeficientes de reducción para cada dirección, de acuerdo a las figuras 26 a y b en función de los parámetros.

$$R_A = \frac{64 \sum EI_y}{E_S L_x^2 A}$$

$$R_L = \frac{64 \sum EI_x}{E_S L_y^2 A}$$

En este caso:

$$\sum EI_x = 2 \left(1107000 \times \frac{0.40 \times 1.00^3}{12} + 1107000 \times \frac{0.25 \times 1.5^3}{12} \right) = 290000 \text{ T/m}^2$$

$$\sum EI_y = 229500 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Se consideró } E = 0.5 \times 8000 \sqrt{f'_c} \quad f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_x = 15.00 \text{ m} \quad \frac{L_x}{L_y} = \frac{15.00}{18.00} = 0.83$$

$$L_y = 18.00 \text{ m}$$

$$A = 15 \times 18 = 270 \text{ m}^2$$

$$E_s = \frac{I_p \cdot q \cdot L_x}{\Delta_c - \Delta_e}$$

$$\bar{\Delta}_c = \text{Asentamiento en el centro} = 14 \text{ cm}$$

$$\bar{\Delta}_e : \text{Asentamiento en la esquina} = 6 \text{ cm}$$

I_p : Coeficiente obtenido de la Tabla I en función de:

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.83 \quad I_p = 0.61$$

$$q : \text{Presión media} = 3.185 \text{ T/m}^2$$

$$E_s = \frac{0.61 \times 3.185 \times 15.00}{(0.14 - 0.06)} = 364 \text{ T/m}^2$$

$$R_A = \frac{64 \times 229500}{364 \times 15^2 \times 270} = 0.66$$

$$\frac{R_A}{R_L} = 1.43$$

$$R_L = \frac{64 \times 229500}{364 \times 18^2 \times 270} = 0.46$$

Para la dirección larga se obtiene:

$$\text{Coeficiente de reducción} : 0.85$$

Para la dirección corta :

$$\text{Coeficiente de reducción} : 0.90$$

Con estos coeficientes se reducen los asentamientos calculados y de la tabla de presiones normalizadas se obtienen los coeficientes para modificar las presiones en cada dieciseisavo del área.

EVOLUCIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS CIMENTACIONES

En el procedimiento que actualmente se realiza para el diseño de una cimentación, es muy común separar ésta de la estructura en función de las dificultades existentes para modelar al suelo e incorporarlo al modelo estructural. Actualmente se plantea la necesidad de resolver el problema de interacción llevándolo a soluciones prácticas que permitan al estructurista aprovechar las herramientas modernas de trabajo, con lo que el proceso de diseño estructural se transformará en algo más dinámico e integral.

El auge de las computadoras y el desarrollo de programas ha permitido modificar el proceso de diseño de estructuras con tendencia a la automatización.

En la fase de análisis, que es donde mayor impacto han tenido las computadoras, los programas modernos permiten plantear modelos complejos y sofisticados de la estructura, en los que se incluyen no solo barras sino tableros o paneles, que se modelan como elementos finitos. Asimismo es posible en la actualidad analizar estructuras tridimensionales con cientos de nodos y barras con una simple computadora personal.

En la fase de dimensionamiento la tarea es más sencilla, pues aquí no se requieren grandes matrices ni cantidades excepcionales de memoria y resulta relativamente fácil aprovechar los resultados del análisis para encadenarlos a un proceso del que se obtendrán miembros dimensionados en tantas secciones como se desee.

Finalmente los elementos estructurales diseñados pueden ordenarse en forma tal que se puedan representar en dibujos o planos convencionales.

A lo anterior habrá que agregar algunos detalles complementarios, así como una buena dosis de conocimientos, experiencia y criterio por parte del estructurista para completar el proceso de diseño, que en tales condiciones se hará más sencillo y confiable.

En el caso particular de las cimentaciones, uno de los problemas ancestrales ha sido resolver la interacción con el suelo y precisamente los programas de análisis son fundamentales para resolver problemas que como éste, involucran sistemas con un gran número de ecuaciones.

En la actualidad el problema de la interacción se puede resolver con las herramientas disponibles en la mayor parte de las oficinas dedicadas al diseño estructural o a la geotecnia y el único impedimento que existe para hacer práctica la solución es de falta de comunicación adecuada, más no de tipo técnico.

Una vez superada esta dificultad, se podrá incluir el suelo dentro del modelo de la estructura, en lugar de la separación que actualmente se hace al considerar a la estructura fija en la base de las columnas para posteriormente analizar en forma independiente a la cimentación.

El ejemplo de programas que analizan, dimensionan y dibujan en forma integrada y que son ya una realidad, permitirá modificar el esquema que actualmente se maneja en el diseño estructural y algunas de sus etapas quedarán diluidas en el proceso.

Conviene advertir, no obstante, sobre el riesgo que se corre al emplear este tipo de paquetes que adquieren el aspecto de una caja negra, en la que el diseñador proporciona información numérica muy sintetizada y obtiene un producto terminado en forma de planos constructivos, con lo que se pierde la posibilidad de detectar errores o mejorar las características de la estructura de acuerdo a los resultados de algunas de las etapas del proceso.

Al respecto conviene señalar que existen programas en los que la generación de información se puede realizar en forma gráfica, es decir, la estructura se dibuja y después se le asigna la numeración de nodos, miembros, apoyos, etc. y se le incluyen las cargas y propiedades. Esto permite tener una visión más objetiva de la estructura con lo que será más fácil detectar errores así como realizar las modificaciones requeridas.

También es posible obtener los resultados en forma gráfica, es decir se pueden tener dibujados los diagramas de momentos, cortantes y deformaciones, lo que permitirá verificar o calibrar los resultados del dimensionamiento.

ANEXOS
AYUDAS DE DISEÑO

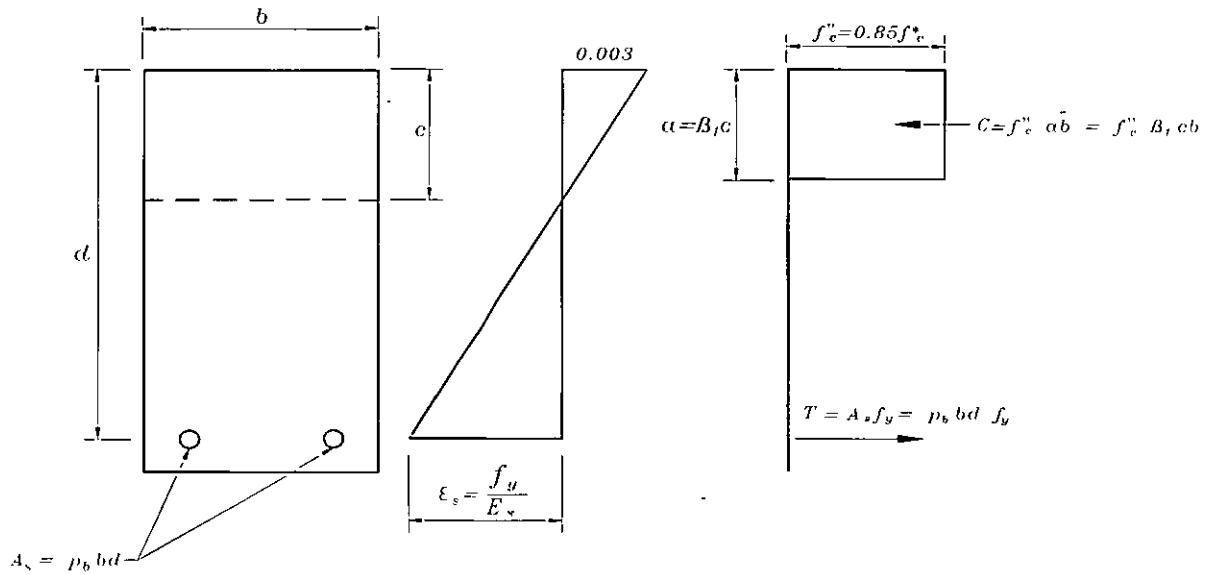
Tabla III Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación ¹

a) movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
Concepto	Límite	
En la zona I:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción		
Asentamiento: Construcciones aisladas	5 cm ⁽²⁾	
Construcciones colindantes	2.5 cm	
En las zonas II y III:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento: Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾	
Construcciones colindantes	15 cm	
Emersión	30 cm ⁽²⁾	
Velocidad del componente diferido	1 cm/semana	
b) Inclinación media de la construcción		
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100/(100 + 3 h_c)$ por ciento	h_c = altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas		
Tipo de estructuras	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.004
Muros de carga de tabique de barro o bloque de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.001

Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros.

Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

- ¹ Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el Artículo 182 del Reglamento.
- ² En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.



$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{2 \times 10^6}}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$C = T$$

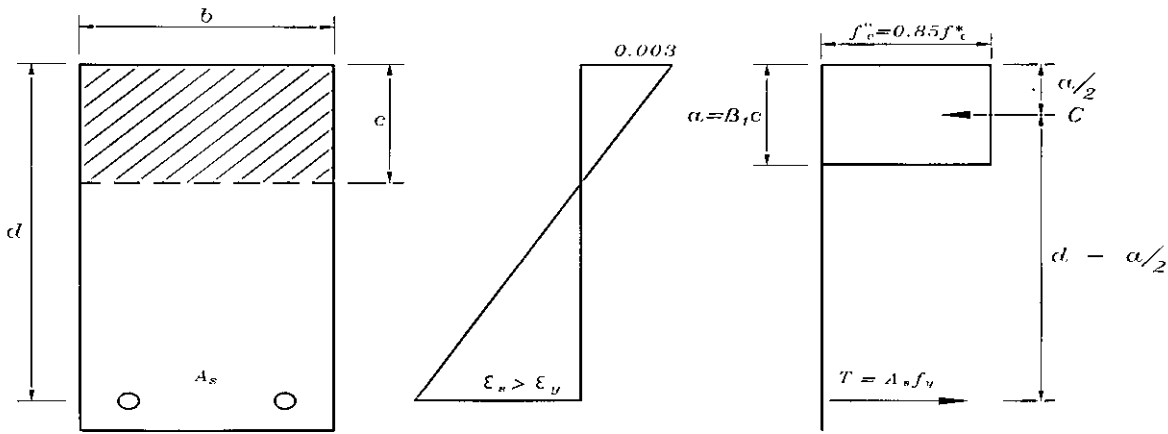
$$f_c'' B_1 c b = \rho_b b d f_y$$

$$\rho_b = \frac{f_c''}{f_y} B_1 \frac{c}{d} = \frac{f_c''}{f_y} B_1 \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$B_1 = 0.85 \text{ si } f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$B_1 = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1400} \right) \text{ si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$$

**DETERMINACION DEL PORCENTAJE BALANCEADO
SECCIONES RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS
(HIP. N.T.C.R.C.D.F.)**



$$B_1 = 0.85 \text{ si } f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \quad f_c^* = 0.8 f_c'$$

$$B_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{1400} \text{ si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = f_c'' b \quad B_1 c = f_c'' b \alpha$$

$$T = A_s f_y = p b d f_y$$

$$M_u = C \left(d - \frac{\alpha}{2} \right) = f_c'' b \alpha d \left(1 - \frac{\alpha}{2d} \right)$$

$$C = T \quad f_c'' \alpha b = p b d f_y$$

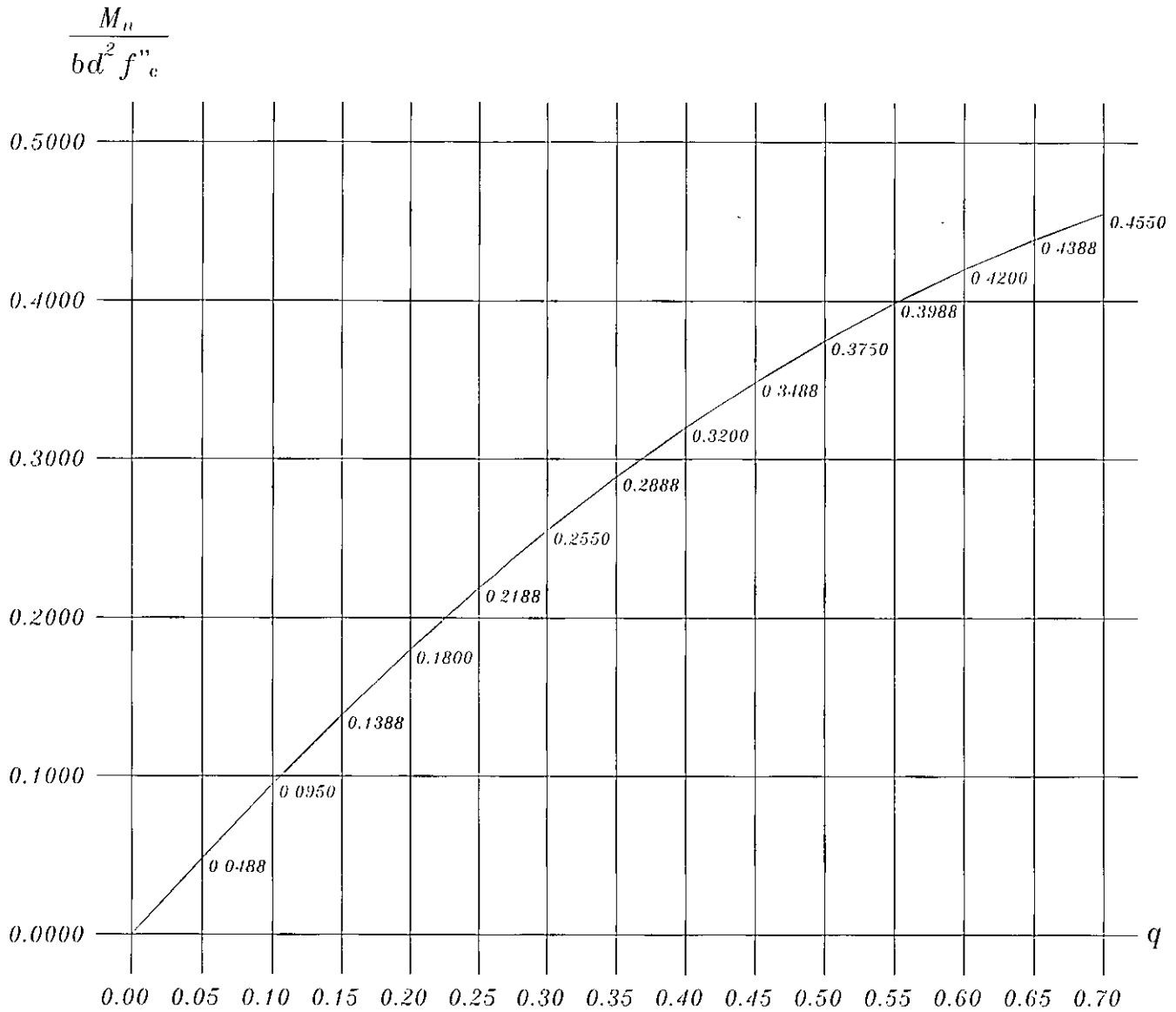
$$\alpha = \frac{p d f_y}{f_c''} = q d$$

$$q = \frac{p f_y}{f_c''} \quad p = q \frac{f_c''}{f_y}$$

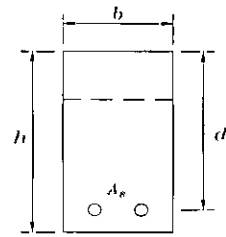
$$M_u = f_c'' b d q d \left(1 - \frac{q d}{2d} \right) = b d^2 f_c'' q \left(1 - 0.5 q \right)$$

MOMENTO NOMINAL RESISTENTE EN SECCIONES RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS

(HIP. N.T.C.R.C.D.F.) $p \leq p_b$



$$M_u = bd^2 f''_c q (1 - 0.5q)$$



$$q = \frac{A_s f_y}{bd f''_c}$$

**MOMENTOS RESISTENTES NOMINALES DE
SECCIONES RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS (HIP.
N.T.C.R.C.D.F.) $q \leq q_b$**

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad p_b = 0.0202$$

P	M_u/bd² (kg/cm²)	P	M_u/db² (kg/cm²)
0.0020	7.46	0.0113	36.84
0.0024	8.90	0.0117	37.94
0.0028	10.28	0.0121	39.01
0.0032	11.75	0.0125	40.09
0.0036	13.16	0.0130	41.13
0.0040	14.54	0.0134	42.17
0.0045	15.91	0.0138	43.70
0.0049	17.26	0.0142	44.19
0.0053	18.60	0.0146	45.17
0.0057	19.92	0.0150	46.14
0.0061	21.24	0.0154	47.09
0.0065	22.52	0.0158	48.04
0.0069	23.81	0.0162	48.96
0.0073	25.06	0.0166	49.88
0.0077	26.32	0.0170	50.77
0.0081	27.54	0.0174	51.65
0.0085	28.76	0.0178	52.51
0.0089	29.96	0.0182	53.37
0.0093	31.15	0.0186	54.19
0.0097	32.31	0.0190	55.02
0.0101	33.48	0.0194	55.81
0.0105	34.61	0.0198	56.61
0.0109	35.74	0.0202	57.37

Momentos últimos en vigas rectangulares simplemente armadas (HIP.N.T.C. R.C.D.F.)

$$P \leq p_b$$

**LONGITUD DE DESARROLLO DE VARILLAS A TENSIÓN, $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
(Varillas bajas)**

DIAMETRO DE LA VARILLA	RESISTENCIA DEL CONCRETO $f_c \text{ Kg/cm}^2$			
	200	250	300	350
$\frac{3}{8}$ "	31	28	25	23
$\frac{1}{2}$ "	41	37	34	31
$\frac{5}{8}$ "	52	46	42	39
$\frac{3}{4}$ "	62	56	51	47
$\frac{7}{8}$ "	76	69	63	55
1"	100	90	82	76
1 $\frac{1}{4}$ "	157	140	128	118
1 $\frac{1}{2}$ "	226	202	184	171

Valores obtenidos de $L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr}) \sqrt{f_c}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$

suponiendo $c = 5 \text{ cm}$ $K_{tr} = 0$



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**



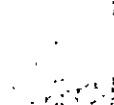
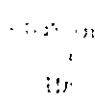
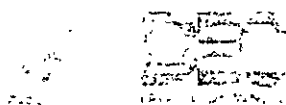
DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MÓDULO II CA026 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.

TEMA:

**PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES**

**EXPOSITOR: ING. RAÚL GRANADOS G.
PALACIO DE MINERÍA: MAYO 2004**



INDICE

I. Excavaciones entre taludes

- Tipos de falla de taludes de corto plazo
- Análisis Bidimensional
- Taludes en Arena
- El método sueco
 - Suelos puramente cohesivos
 - Suelos con cohesión y fricción
 - Suelos estratificados
- Hipótesis simplificadoras
- Análisis Tridimensional
 - Suelos puramente cohesivos
 - Suelos con cohesión y fricción
- Efectos sísmicos en la estabilidad de taludes
- Efectos de una sobrecarga en la estabilidad de taludes
- Fallas por translación
- Algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes
 - Tender taludes
 - Bermas

II. Excavaciones Ademadas

- Tipos de ademes
- Muros colados "in situ"
- Muros precolados instalados en zanja.
- Empujes laterales
 - Estados de Rankine
 - Empujes activo y pasivo
- Altura crítica
- Ejercicios
- Cargas sobre puntales
- Ejercicios
- Falla por "pateo" en estructuras de contención rígidas
- Falla de fondo
 - En excavaciones cuadradas y largas

- Clasificación de pilas y pilotes
- Conceptos de capacidad de carga en pilotes
 - Solicitaciones verticales
 - Solicitaciones horizontales
- Precauciones durante el hincado de pilotes
- Juntas, manejo y almacenamiento
- Pilotes de tensión
- Pruebas de carga
- Criterios de aceptación
- Construcción de pilas coladas in situ
 - Pilas coladas fuera del nivel freático
 - Pilas coladas bajo al nivel freático
- Criterios de aceptación
- Causas más comunes de pilas defectuosas

VII. Instrumentación

- Para el abatimiento del nivel freático por gravedad
 - Piezómetros tipo Casagrande y neumáticos
 - Control de la presión de la bomba que opera el sistema
 - Gasto extraído
 - Nivel dinámico en los pozos
 - Tiempo de bombeo
- Para el abatimiento por vacío
 - Gráficas vacío – tiempo
- Para abatimiento por electroósmosis
 - Voltajes
 - Tiempo de aplicación del voltaje
 - Corrosión
- Para el control de deformaciones y movimientos
 - Bancos de nivel del fondo de la excavación
 - Bancos de nivel superficiales
 - Bancos de nivel profundos
 - Líneas de colimación
 - Bancos de nivel en columnas y losas de cimentación
 - Desplomes y movimientos posteriores a la construcción
 - Movimientos de largo plazo

- Número de Estabilidad
- Expansiones
 - Inmediatas
 - De largo plazo
- Ejercicios
- Medidas para disminuir expansiones
 - Excavación por etapas
 - Abatimiento del nivel freático
 - Disminución del tiempo que dura abierta la excavación

III. Anclajes

- Tipos de anclas
 - De fricción
 - De tensión
- Conceptos generales de diseño
- Pruebas de campo
- Ejercicios

IV. Control de filtraciones

- Métodos de abatimiento del nivel freático
- Zanjas y cárcamos
- Pozos punta (Well points)
- Bombeo profundo
- Pozos con sistema de vacío
- Electroósmosis
- Ejercicios

V. Diseño del procedimiento constructivo

- Daños a estructuras vecinas
- Movimientos asociados a una excavación
- Asentamientos debidos al abatimiento del nivel freático
- Prevención de daños en estructuras vecinas

VI. Construcción e hincado de pilas y pilotes

I INTRODUCCIÓN

Una cimentación se considera satisfactoria, si no transmite al subsuelo presiones que excedan su capacidad de carga o que provoquen excesivos asentamientos. Sin embargo, ciertos tipos de cimentaciones que pueden ser totalmente aceptables desde los dos puntos de vista anteriores, pueden ser también extremadamente difíciles de construir, o su construcción puede provocar asentamientos excesivos en las estructuras vecinas. Por lo tanto, la elaboración y el diseño de un buen procedimiento de construcción de la cimentación, deberá considerarse como un factor importante, y en ocasiones decisivo en la solución final de la cimentación que se adopte.

II EXCAVACIONES

La mayoría de las estructuras que se construyen son cimentadas por debajo de la superficie del terreno, lo cual implica realizar excavaciones cuya profundidad depende del tipo de cimentación elegida, así como de las premisas geotécnicas que deba cumplir.

Son varios los factores que deben tomarse en cuenta para realizar una excavación. A continuación se describen los aspectos más importantes.

Excavaciones con talud

La condición principal para realizar este tipo de excavaciones es que exista suficiente espacio en las vecindades donde se ejecutará la excavación para desarrollar los taludes con la inclinación que se obtenga de los análisis; esta inclinación es función del tipo y propiedades mecánicas del suelo o roca, de la profundidad de excavación y del tiempo que la excavación debe permanecer abierta.

Tipos de falla de taludes

Los tipos de falla más frecuentes que se presentan en los taludes de una excavación, son los siguientes:

- Fallas por rotación
- Fallas por deslizamiento o traslación

- Inclínómetros
- Extensómetros
- Cargas
 - Celdas de carga en puntales
 - Celdas de carga en zapatas y losas de cimentación
- Compactación

VIII. Especificaciones y normas

comparación con la profundidad de las mismas, es decir taludes cuya longitud sea de 3 a 4 veces mayor que su altura.

Para encontrar la inclinación estable de los taludes, a continuación se presentan los diferentes criterios de análisis de estabilidad de taludes, en función del tipo de suelo.

Taludes en arena.

La estabilidad de un talud en suelo puramente friccionante, ($c = 0$ y $\phi \neq 0$), tal como una arena limpia, es una consecuencia de la fricción que se desarrolla entre las partículas, por lo cual, para garantizar la estabilidad, bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna ϕ del material, que en una arena seca, suelta y limpia, se acerca mucho al ángulo de reposo.

Si el ángulo θ de inclinación del talud es muy próximo a ϕ , los granos de arena próximos a la frontera del talud, no sujetos a ningún confinamiento importante, quedarán en una condición próxima a la de deslizamiento incipiente, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por el agua y el viento.

La experiencia ha demostrado que si se define un factor de seguridad como la relación entre los valores de la tangente de los ángulos θ y ϕ ($F.S. = \tan \phi / \tan \theta$), basta que tal Factor sea del orden de 1.1 a 1.2 para que la erosionabilidad superficial no sea excesiva.

El Método Sueco

Bajo el título genérico de "Método Sueco", se comprende todos los procedimientos de análisis de estabilidad de taludes respecto a falla por rotación en los que se considera que la superficie de falla es cilíndrica. Este Método fue propuesto por el profesor Fellenius en Suecia hacia fines de los años treinta, por lo que también se le conoce como el Método de Fellenius

Existen varios procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelo, a fin de ver si un talud específico tiene garantizada su estabilidad.

En el primer caso, se define una superficie de falla curva a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; esta superficie forma un a traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin grandes errores, a una circunferencia.

En el segundo caso, la falla ocurre a lo largo de superficies débiles en el cuerpo del talud, o en su cimentación, las cuales suelen ser horizontales o muy poco inclinadas respecto a la horizontal.

En la figura 1 se representa la nomenclatura usual en taludes simples, así como los diversos tipos de fallas.

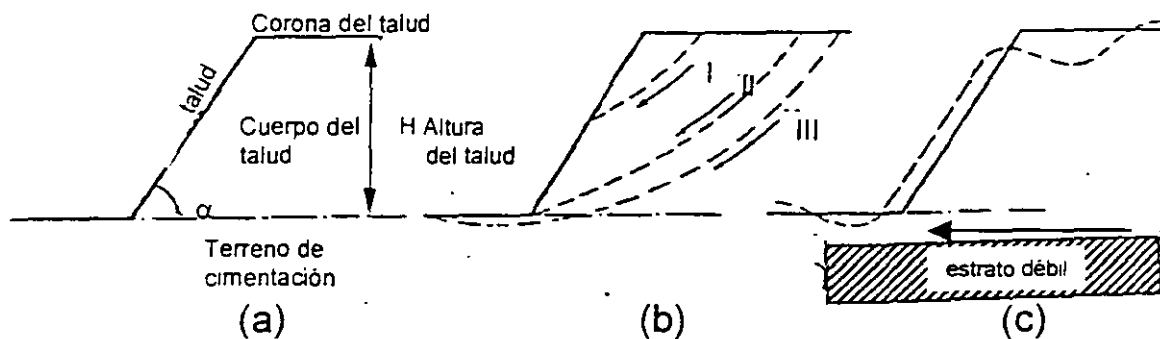


Fig. 1 Nomenclaturas y fallas en el cuerpo de taludes

(a) Nomenclatura

(b) Fallas por rotación: I Local, II Por el pié del talud, III De base

(c) Falla por traslación sobre un plano débil.

Análisis de Estabilidad

Dependiendo la forma como se considere la longitud de la masa deslizante de un talud, el problema de estabilidad se puede resolver tomando en cuenta el efecto bidimensional o tridimensional.

Análisis Bidimensional

Generalmente los análisis normales de estabilidad se consideran como un problema bidimensional; es decir, la longitud de la masa deslizante se considera tan grande que los efectos en la zona lateral del talud se desprecian. Sin embargo, despreciar los efectos de las zonas laterales del talud es un tanto conservador; por lo tanto este criterio se justifica cuando las excavaciones son muy largas en

llamadas fuerzas actuantes, son el peso del área ABCDA. El momento de esas fuerzas en torno a un eje normal que pasa a través de O, llamado "Momento Motor" será:

$$M_m = W.d$$

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento son los efectos de la "cohesión" a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta; así, el momento de esas fuerzas respecto al eje de rotación con centro en O, llamado "Momento Resistente", será:

$$M_r = c.L.r$$

En el instante de falla incipiente, se cumple que:

$$M_m = M_r$$

Y así se define un Factor de Seguridad como:

$$F:S = \frac{M_r}{M_m} = \frac{c.L.r}{W.d}$$

La experiencia permite considerar un valor de 1.5 como un valor del Factor de Seguridad compatible con una estabilidad práctica razonable para taludes de corto plazo.

Por supuesto, no está de ningún modo garantizado que la superficie de falla escogida sea la que represente las condiciones más críticas del talud bajo estudio, (círculo crítico). Siempre existirá la posibilidad de que el Factor de Seguridad resulte menor al adoptar otra superficie de falla. Este hecho hace que el procedimiento descrito sea un método de tanteos, en el cual deberán escogerse diversos círculos de falla con otros radios y centros y ver que el Factor de Seguridad mínimo no sea menor que un cierto valor especificado, (que en el caso de taludes temporales puede ser, como ya se dijo, de 1.5) antes de dar el talud por seguro.

Anteriormente, cuando los cálculos se hacían "a pié", era recomendable encontrar primero el círculo crítico que pasara por el pié del talud y posteriormente el crítico que pasara por la base. Hoy en día existen paquetes o soluciones de software para usar en las PC's personales, para encontrar el Factor de Seguridad mínimo en unos cuantos minutos.

Suelos "puramente cohesivos" ($\phi = 0$ y $c \neq 0$)

En este caso el talud está constituido por un material homogéneo con su suelo de cimentación y en el cual la ley de resistencia al corte puede expresarse como:

$$S = c$$

Donde c es la cohesión del material. Para este caso, el Método puede aplicarse según un procedimiento sencillo propuesto por A. Casagrande. La descripción que sigue se refiere a la figura 2.

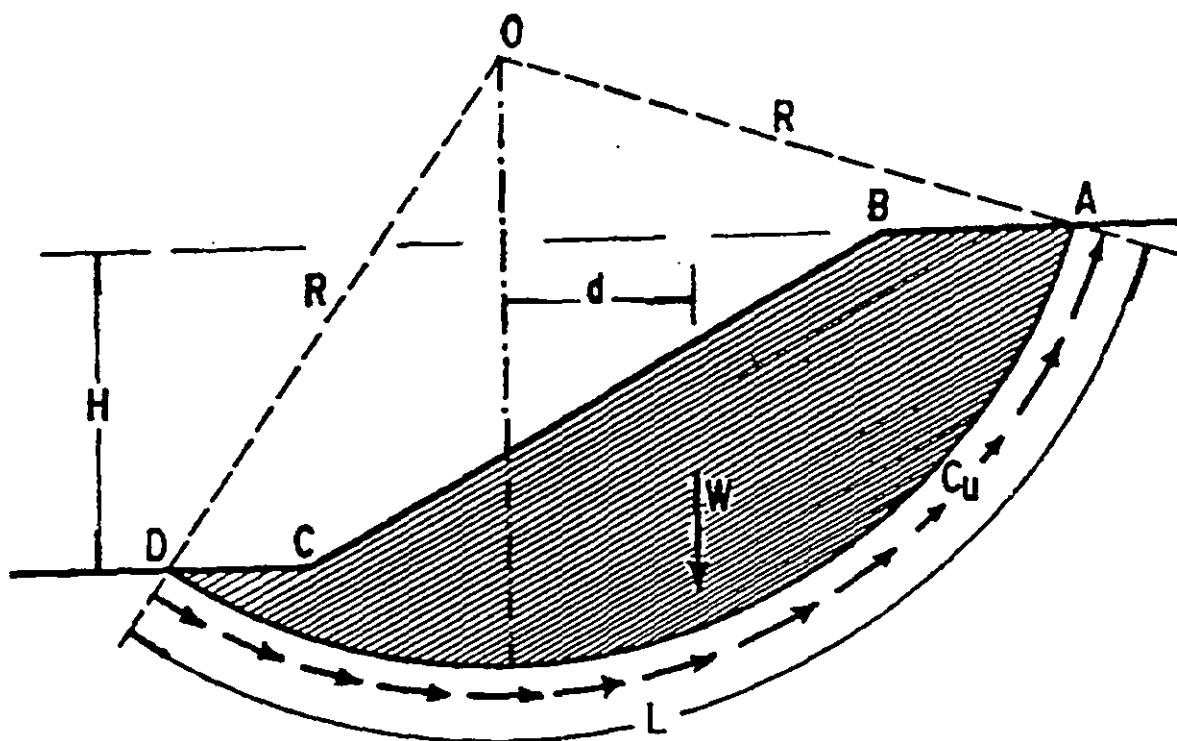


Fig. 2 Aplicación del "Método Sueco" a un talud puramente cohesivo

Considérese un arco de circunferencia de centro en O y radio "r". La masa del talud que se movilizará, si esa fuera la superficie de falla, aparece achurada en la figura y puede considerarse que las fuerzas que tienden a producir el deslizamiento de la masa de tierra,

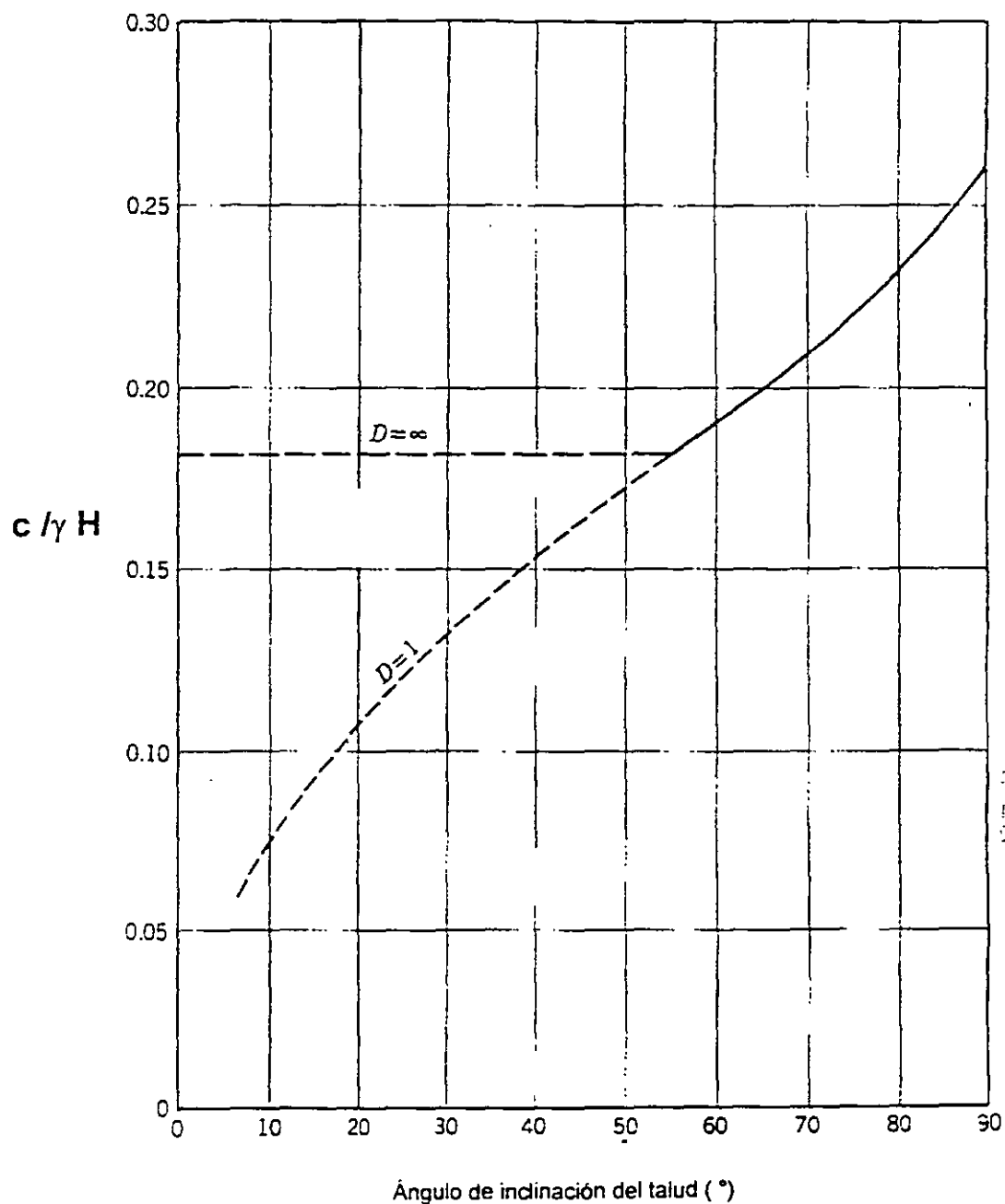


Fig. 2-a Método de Taylor para definir la estabilidad de taludes en suelos cohesivos

Suelos con cohesión y fricción ($c \neq 0, \phi \neq 0$)

En este caso el talud está excavado y cimentado sobre un suelo que tiene una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo:

Sin embargo, hay que conocer muy bien las premisas y las hipótesis bajo las cuales se desarrollaron esas soluciones de cómputo disponibles en las "tiendas", para no aplicar algún paquete que no represente las condiciones reales del talud que deseamos analizar, pues esto sería sumamente peligroso.

En la práctica, existe el método propuesto por Taylor en 1948 que se ilustra en la figura 2a, en la que se observa que para suelos puramente cohesivos, partiendo de valores como el ángulo de inclinación del talud, la cohesión " c ", el peso volumétrico del suelo cohesivo " γ " y la altura del talud " H ", puede tenerse una idea razonablemente precisa acerca del valor de Factor de Seguridad.

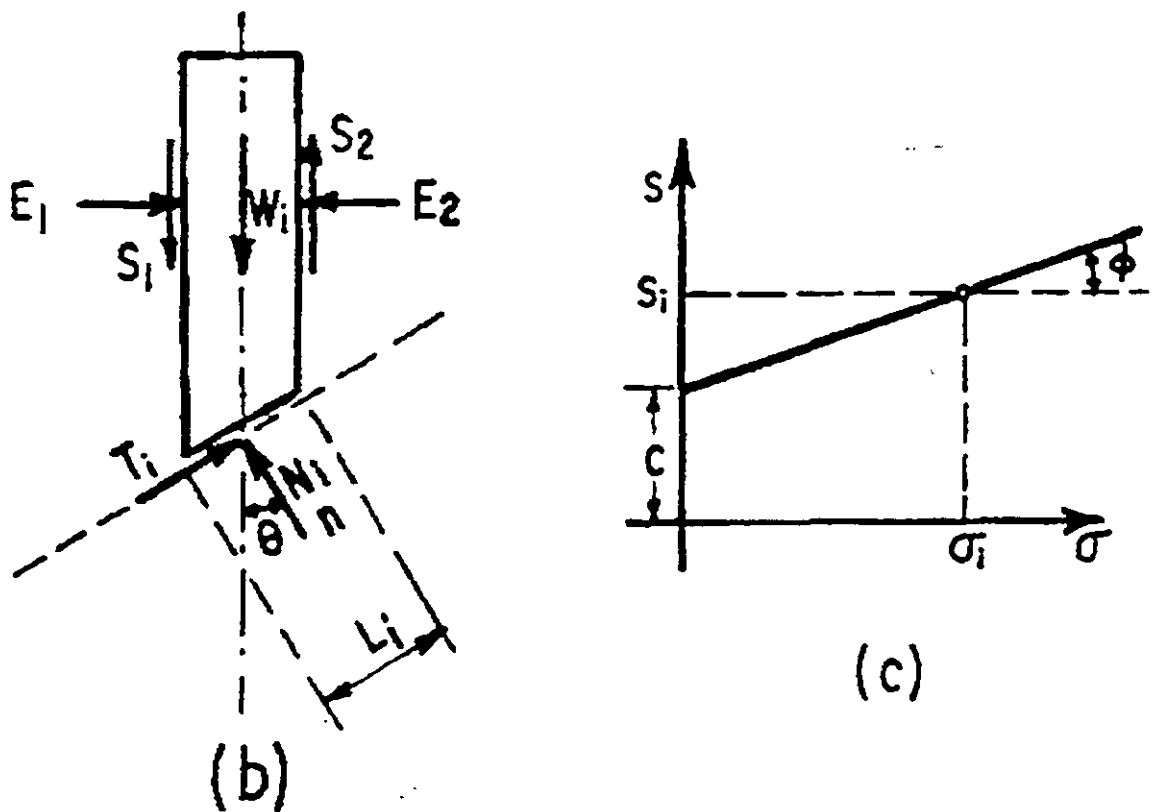


Fig. 3 b Procedimiento de las "dovelas" para analizar la estabilidad de un talud

El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la parte b de la figura 3, W_i es el peso de una dovela de espesor unitario. Las fuerzas N_i y T_i son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento L_i . Las dovelas adyacentes a la estudiada ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .

En el procedimiento de Fellenius se hacen las siguientes hipótesis:

- La superficie de falla es cilíndrica
- El prisma deslizante se desplaza como cuerpo rígido girando sobre el eje del cilindro (centro del círculo).

$$s = c + \sigma \cdot \tan \phi$$

Donde c es la cohesión, σ es el esfuerzo vertical efectivo y ϕ el ángulo de fricción interna del suelo.

El procedimiento en el que se basan los programas de cómputo para el análisis de la estabilidad, es el de las "dovelas", el cual se expone a continuación.

Definido un círculo de falla, la masa de suelo deslizante se divide en dovelas o "tajadas" verticales, del modo mostrado en la figura 3. El número de dovelas, cuando el análisis es "a pié", queda a elección del analista; es evidente que a mayor número de dovelas, el análisis es más confiable. Sin embargo esta situación ya viene definida en los paquetes de cómputo actuales y dichas soluciones ya consideran dovelas muy delgadas para lograr una buena precisión.

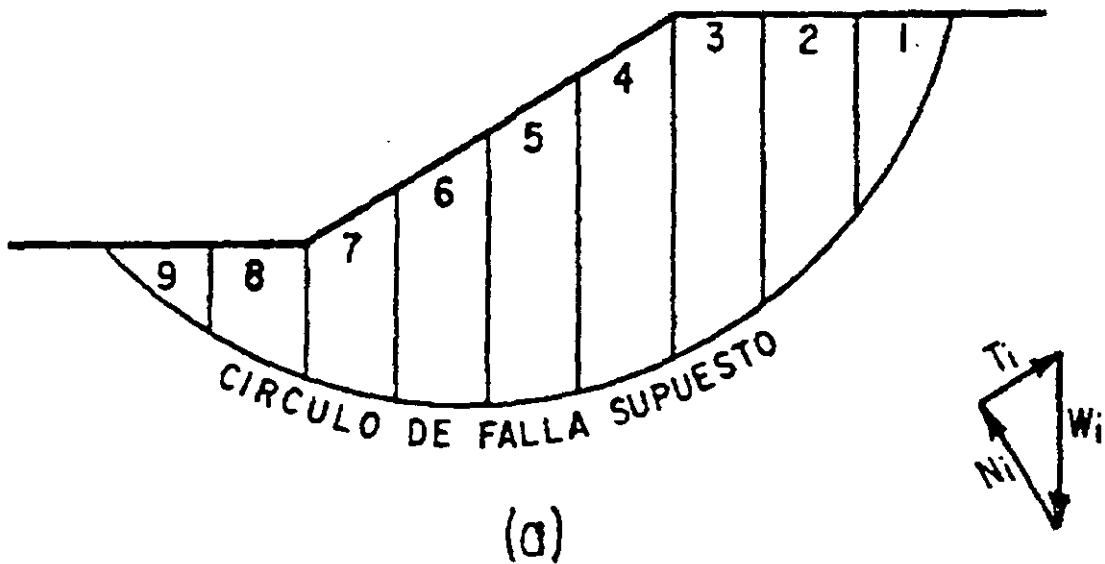


Fig. 3 -a Procedimiento de las "dovelas" para analizar la estabilidad de un talud

La experiencia ha demostrado, al igual que en el caso anterior, que una superficie de falla que resulte con un F.S. mayor o igual a 1.5, es prácticamente estable.

El método de análisis consistirá igualmente de un procedimiento de tanteos hasta encontrar el círculo crítico. Estos tanteos actualmente los hace el programa de cómputo, de manera que es sumamente rápido obtener el Factor de Seguridad mínimo del talud.

La presencia de flujo de agua en el cuerpo del talud, ejerce una influencia importante en la estabilidad de este y debe ser tomada en cuenta. En este caso, es necesario realizar la red de flujo para conocer las presiones de agua u_i que actúan en cada dovela y efectuar el cálculo del Momento Resistente M_r considerando las presiones efectivas, es decir, habrá que considerar la ley de resistencia al corte como:

$$s_i = c + (\sigma_i - u_i) \tan \phi$$

Asimismo, es de tomarse en cuenta para el Momento Motor, las fuerzas de filtración que actúan en el cuerpo del talud debido al flujo de agua.

En el caso de los taludes que forman parte de excavaciones temporales, en general, para realizar las excavaciones para la cimentación de las estructuras bajo el nivel freático, se hace necesario el abatimiento de éste, eliminando así la influencia del flujo de agua en la estabilidad del talud. Por esta razón no se entrará en el detalle de este análisis.

Suelos estratificados

Frecuentemente se presentan en la práctica taludes formados por diferentes estratos de suelos distintos, que pueden idealizarse en forma similar al caso de la figura 4.

- Cada dovela funciona independiente de sus vecinas, esto significa que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarresta, es decir se considera que esas dos fuerzas son iguales colineales y contrarias. Asimismo, se acepta que el momento producido por las fuerzas T_1 y T_2 es despreciable. Esto equivale a considerar que N_i y T_i equilibran a W_i .
- La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie de deslizamiento.
- El Factor de Seguridad del conjunto de dovelas es el promedio de los valores de todas las dovelas.

El coeficiente $N_i/\Delta L_i$ se considera una buena aproximación al valor de σ_i , presión normal actuante en el arco ΔL_i . Con este valor de σ_i puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante del suelo de que se trate, (parte c de la Figura 3) y determinar así el valor s_i que es la resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante a lo largo del arco ΔL_i .

El momento motor debido al peso de las dovelas puede calcularse como:

$$M_m = r \left| \sum T_i \right|$$

Puede observarse que la componente normal N_i del peso de la dovela, no produce momento dado que esta fuerza pasa por O, centro del círculo de falla.

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante s_i que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_r = r \cdot \sum s_i \cdot \Delta L_i$$

Calculados el momento resistente y el momento motor, puede definirse el factor de seguridad como:

$$F.S. = M_r / M_m = \sum s_i \cdot \Delta L_i / \sum \left| T_i \right|$$

programas de cómputo actuales. Al igual que en los casos anteriores, el F.S. no deberá ser menor de 1.5

Análisis Tridimensional

Como se mencionó anteriormente, los análisis de estabilidad de taludes, generalmente se consideran como un problema bidimensional, es decir, se desprecia el efecto de las caras laterales de los taludes, al considerar una longitud de la masa deslizante grande. Sin embargo, en la realidad hay veces que la masa deslizante tiene siempre una longitud finita y definida, y las fuerzas resistentes que se generan de las caras laterales del talud adquieren importancia, ya que aumentan la resistencia contra el deslizamiento. Esta situación se presenta cuando la longitud del talud es menor que 3 a 4 veces la altura del mismo, por lo que bajo estas condiciones, es conveniente realizar un análisis de tipo tridimensional.

Suelos puramente cohesivos ($\phi = 0$ y $c \neq 0$)

Para este caso existe un método que permite analizar la estabilidad de un talud en forma tridimensional, el cual consiste en determinar el momento resistente adicional que aportan las caras laterales, respecto a la resistencia total de la masa deslizante, considerando el efecto de la cohesión c de dichas caras, es decir, como si el talud fallara como un cuerpo rígido cilíndrico con sus bases planas. La expresión para obtener el momento resistente adicional será:

$$M_{ra} = 2[h_1 b_1 c_1 r_1 + h_2 b_2 c_2 r_2 + h_3 b_3 c_3 r_3 + \dots + h_5 b_5 c_5 r_5] / B \quad \text{ó}$$

$$M_{ra} = 2 \sum h_i b_i c_i r_i / B$$

Donde $h_i b_i$ es el área de la pared del estrato considerado, "c" es el valor de la cohesión del material de cada estrato y " r_i " es el radio al centroide de la pared de cada estrato de suelo. En la figura 5 se muestran cada uno de esos parámetros.

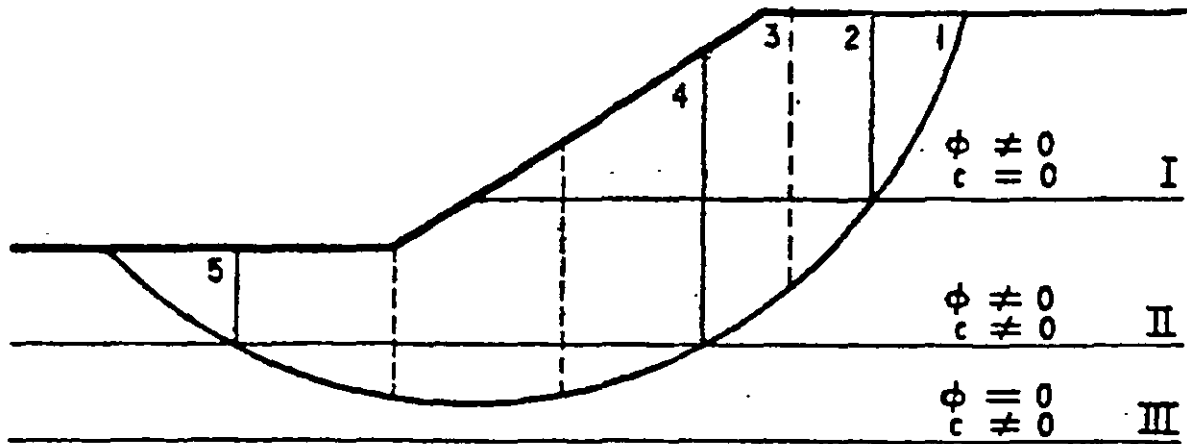


Fig. 4 Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados

Ahora puede realizarse una superposición de los casos tratados anteriormente. En la figura 4 se suponen tres estratos: el I, formado de material puramente friccionante, el II, por material cohesivo friccionante, y el III formado por suelo puramente cohesivo.

Puede considerarse a la masa de suelo deslizante, correspondiente a un círculo supuesto, dividido por dovelas, de modo que ninguna base de dovela caiga entre dos estratos, a fin de lograr la máxima facilidad en los cálculos. Actualmente los programas de cómputo resuelven esta situación.

El peso de cada dovela ahora debe obtenerse en sumandos parciales, multiplicando la parte del área de cada dovela que caiga en cada estrato, por el peso volumétrico correspondiente.

Las dovelas cuya base se localiza en los estratos I y II, deberán tratarse según el método de Fellenius. La zona correspondiente al estrato III, debe tratarse de acuerdo a lo mencionado en el inciso de "suelos puramente cohesivos".

Los momentos motor y resistente totales se obtienen sumando los parciales calculados para cada estrato y con ellos puede obtenerse el Factor de Seguridad correspondiente al círculo de falla elegido. Se harán los suficientes tanteos para definir el valor mínimo. Nuevamente se insiste en que estos tanteos se hacen a través de los

$$\dots + h_5 b_5 c_5 r_5 + \gamma h_5 k_{05} \tan \phi_5] / B \quad \text{ó}$$

$$M_{ra} = 2 \sum (h_i b_i c_i r_i + \gamma h_i k_{0i} \tan \phi_i) / B$$

Donde γ es el peso volumétrico del material, " h_i " es la distancia vertical del centro del círculo al punto medio del estrato, " k_0 " es el coeficiente de empuje en reposo, " ϕ " el ángulo de fricción interna del material. En las figuras 6 y 7 se ilustran los parámetros antes mencionados.

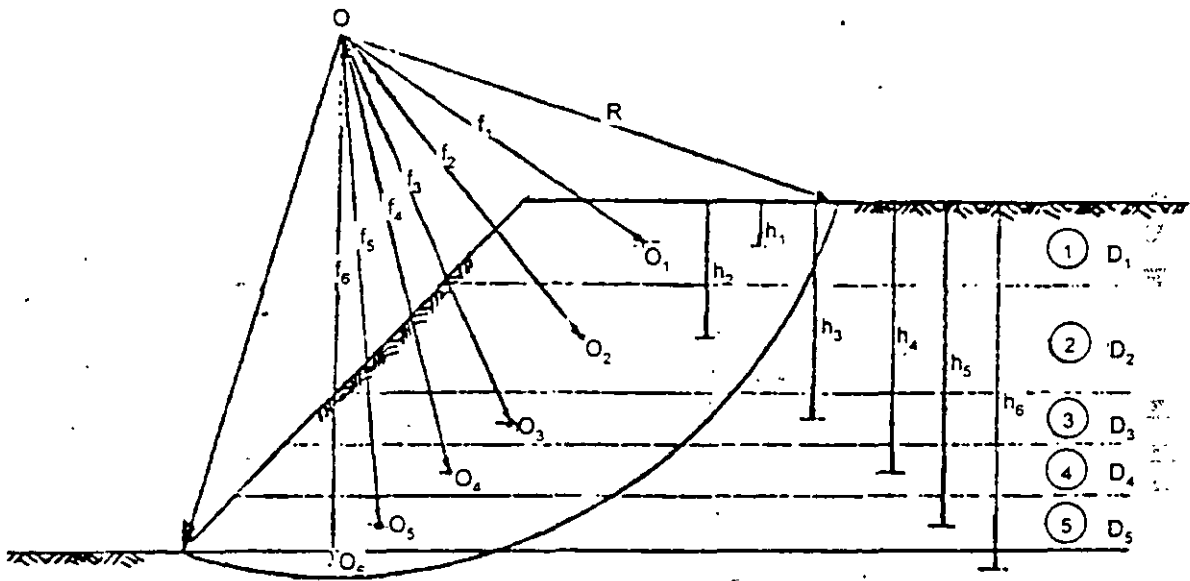


Fig. 6 Falla de un talud tridimensional cohesivo friccionante

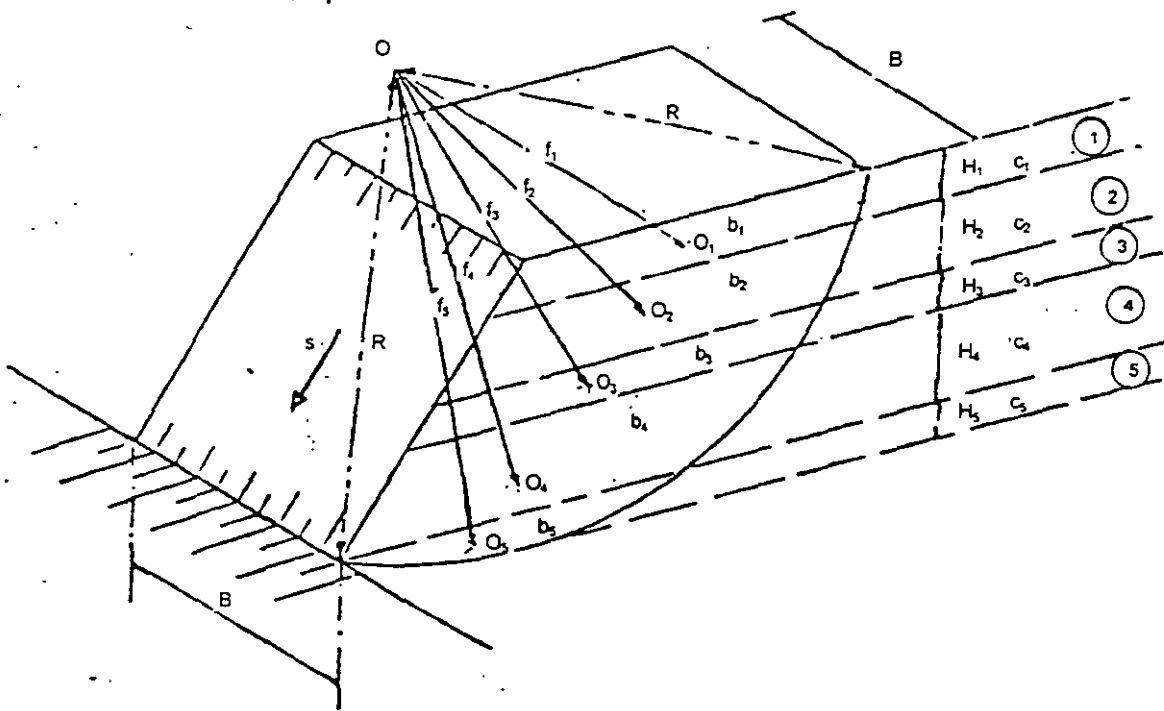


Fig. 5 Falla de un talud tridimensional en suelo cohesivo

Obteniendo el momento resistente adicional debido a las fuerzas resistentes que se generan en las caras laterales de la masa deslizante, el Factor de Seguridad por el efecto tridimensional vale:

$$F.S. = [M_r \text{ bidim.} + (2 \sum h_i b_i c_i r_i / B)] / M_m \text{ bidim}$$

Suelos con cohesión y fricción ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)

Al igual que en los suelos cohesivos, en este tipo de suelos, el método propuesto para analizar la estabilidad de un talud en forma tridimensional, consiste en determinar el Momento Resistente adicional que aportan las fuerzas resistentes en las caras laterales, respecto a la resistencia total de la masa deslizante. Las fuerzas que se oponen al deslizamiento en las caras laterales son los efectos de la cohesión "c" y del ángulo de fricción interna "φ" del material; por lo tanto, el momento producido por esas fuerzas será:

$$M_{ra} = 2 [h_1 b_1 c_1 r_1 + \gamma h_1 k_{01} \tan \phi_1 + h_2 b_2 c_2 r_2 + \gamma h_2 k_{02} \tan \phi_2 + \dots]$$

considerablemente debido a la generación inmediata de las presiones de poro en la masa del suelo provocadas por el sismo.

Para el caso de excavaciones temporales, se considera que hay abatimiento de las presiones de poro del suelo durante la excavación, bajo estas condiciones los efectos de la disminución de la resistencia al corte pueden ser poco significativos. Así, el método de análisis que se considera a continuación, es un método simplificado que permite llegar rápidamente a conclusiones razonables ante la presencia de los sismos.

El método consiste en determinar el Momento Motriz Sísmico "Mms", el cual está dado por la expresión:

$$Mms = f_1 d_1 + f_2 d_2 + f_3 d_3 + f_4 d_4 + f_5 d_5$$

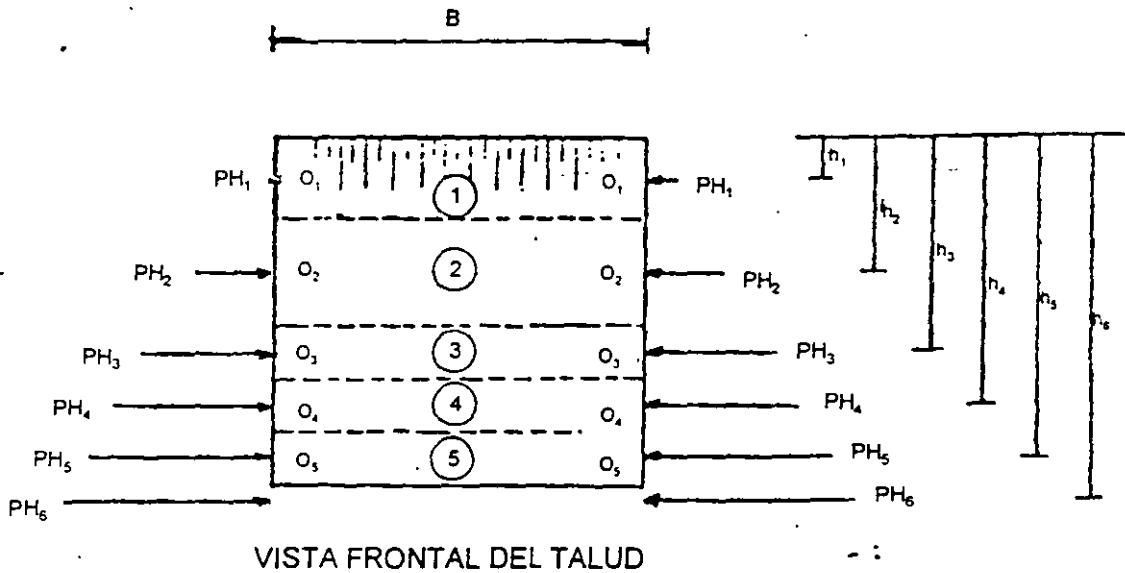
Las fuerzas "f_i" son las fuerzas de inercia producidas por la acción del sismo sobre la masa de suelo, y valen:

$$f_1 = C_1 W_1$$

Donde C es el coeficiente sísmico, que depende de la región geográfica donde se excave el talud. Para zonas de sismicidad moderada puede considerarse: $0.06 \leq C \leq 0.12$ Por tanto:

$$Mms = C \sum f_i d_i = C \sum W_i d_i$$

"W_i" es el peso de cada estrato y "d_i" es la distancia vertical entre el centro del círculo de falla y el punto medio del estrato considerado. En la figura 8 se pueden observar los parámetros mencionados.



Presiones Horizontales

$$ph_1 = \gamma h_1 \cdot k_{o1}$$

$$ph_2 = \gamma h_2 \cdot k_{o2}$$

$$\dots$$

$$ph_5 = \gamma h_5 \cdot k_{o5}$$

Fig. 7 Vista frontal del talud, análisis tridimensional

Definido el Momento Resistente adicional, debido a las fuerzas resistentes que se generan en las caras laterales de la masa de suelo deslizando, el Factor de Seguridad por el efecto tridimensional será:

$$F.S. = [Mr_{bidim} + 2 \sum (h_i b_i c_i r_i + \gamma h_i k_{oi} \tan \phi_i) / B] / Mm_{bidim}.$$

Efectos sísmicos en la estabilidad de taludes

Para que un talud tenga resistencia dinámica contra deslizamiento por sismo, debe tener un Factor de Seguridad mayor que la unidad contra falla estática. En el análisis de estabilidad bajo sismo, las propiedades mecánicas de los suelos serán las obtenidas a partir de pruebas de laboratorio dinámicas, que generalmente son mayores que las propiedades obtenidas mediante pruebas estáticas. Sin embargo, la resistencia al corte puede reducirse

incluso cajón de cimentación con pilotes. En el caso de los pilotes, la estabilidad del talud será poco influenciada, ya que los pilotes de las estructuras vecinas transmiten la carga vertical a estratos de suelo más profundos.

En las figuras 9a, 9b, 9c y 9d, se muestran las posibilidades de la presencia de sobrecargas. En el primer caso, la sobrecarga transmitida por zapatas aisladas o continuas, produce un momento adicional al Momento Motriz que proporciona la masa de suelo. El Momento por esta sobrecarga "Ms", puede valuarse como:

$$Ms = (P_1 / B_1) d_1 = q_1 d_1$$

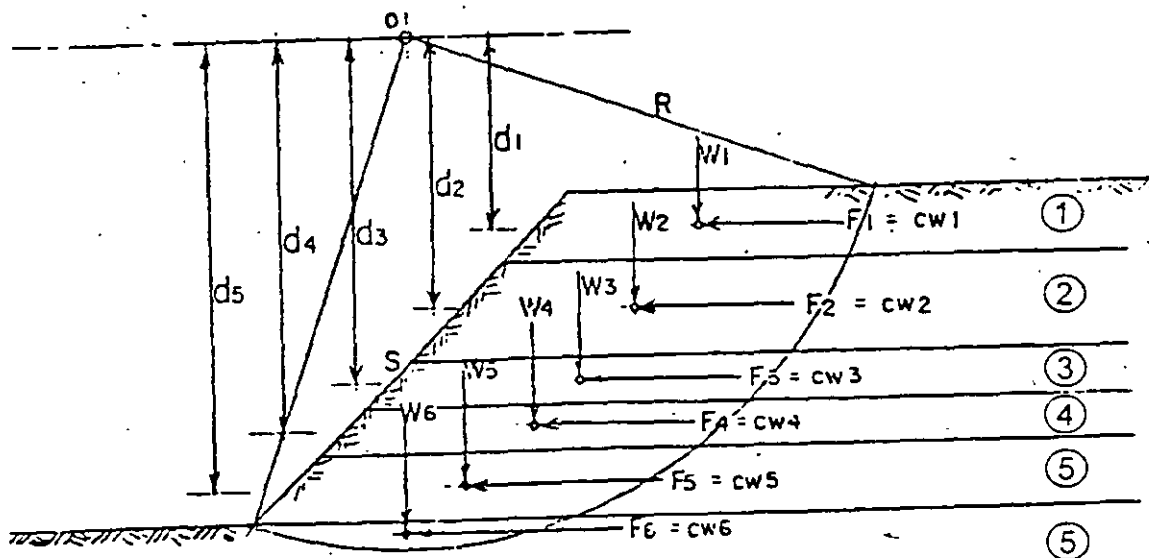
Las literales tienen el significado mostrado en la figura 9a. La carga "q" puede darse en ton/m² o en ton/m según sea la zapata aislada o corrida. El Momento motor del Factor de Seguridad crítico se deberá incrementar en el valor dado por Ms.

En el caso del cajón de cimentación, figura 9b, la sobrecarga deberá calcularse a partir del peso total de la estructura "W", considerando únicamente el peso propio y las cargas permanentes, divididas entre el ancho total del cajón "B", (aunque una parte del cajón se ubique fuera del área de influencia del círculo crítico). Esta sobrecarga "q= W/B" es la que producirá el momento Ms que habrá que añadir al Momento Motor que corresponda al Factor de Seguridad crítico, El brazo de giro "d" de la sobrecarga "q" deberá considerarse a la parte media del ancho total de la cimentación, pues se considera que el cajón es una cimentación rígida.

El Momento de sobrecarga "Ms" que habrá que sumar al Momento Motor del Factor de Seguridad crítico será entonces:

$$Ms = q d = (W/B).d$$

No hay que olvidar que la masa de suelo deslizante en este caso, debe considerarse descontando el volumen que ocupa el propio cajón de cimentación para todos los círculos analizados. Esta situación debe ser revisada cuidadosamente para ver si es tomada en cuenta por el paquete de cómputo que se esté utilizando, o hacer el análisis de tanteos "a pie".



$$F_1 = C_1 W_1$$

C = Coeficiente Sísmico
 $0.06 < C < 0.12$
 M matriz sísmico = $C \sum W_i d_i$

Fig. 8 Efectos del sismo en la estabilidad de un talud.

Finalmente, el Factor de Seguridad contra deslizamiento del talud, tomando en cuenta el efecto sísmico será:

$$F.S. = M_{\text{resistente}} / (M_{\text{motriz}} + C \sum W_i d_i)$$

Efecto de una sobrecarga en la estabilidad de taludes

En el análisis de estabilidad de taludes es muy importante tomar en cuenta la presencia de sobrecargas sobre la corona del talud, estas sobrecargas pueden ser del tipo de cargas permanentes de una cimentación vecina, de un almacenamiento o bodega vecinos o del peso propio del equipo de construcción que transita sobre el hombro del talud.

Sobrecarga por cimentaciones vecinas

Deberá revisarse cuál es el tipo de cimentación sobre el que se sustentan las estructuras vecinas al talud, las cuales pueden ser zapatas aisladas, zapatas continuas, cajones de cimentación o

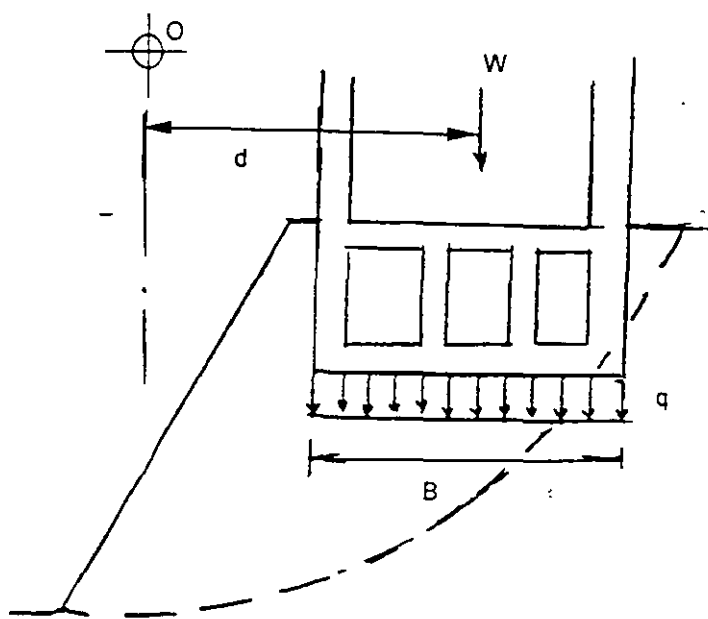


Fig. 9b Sobrecarga por cajón de cimentación

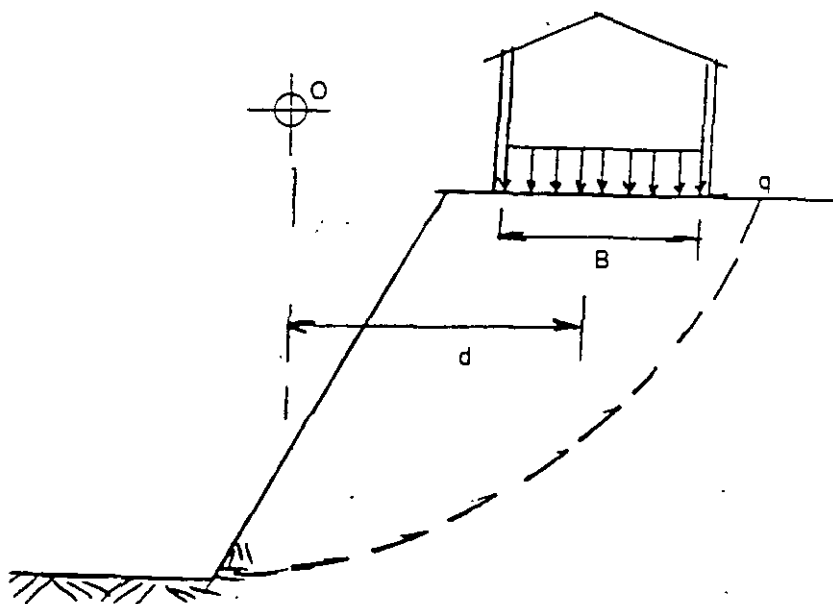


Fig. 9c Sobrecarga por carga en pisos de bodegas o almacenes

En el caso de una sobrecarga proporcionada por el peso de productos almacenados en el piso de una bodega, almacén o nave industrial vecina al talud, figura 9c, el Momento Motor debe incrementarse por el valor del momento "Ms" que produce esta sobrecarga el cual estará dado por:

$$M_s = q \cdot d$$

Donde "q" es la sobrecarga en el tope del talud en ton/m².

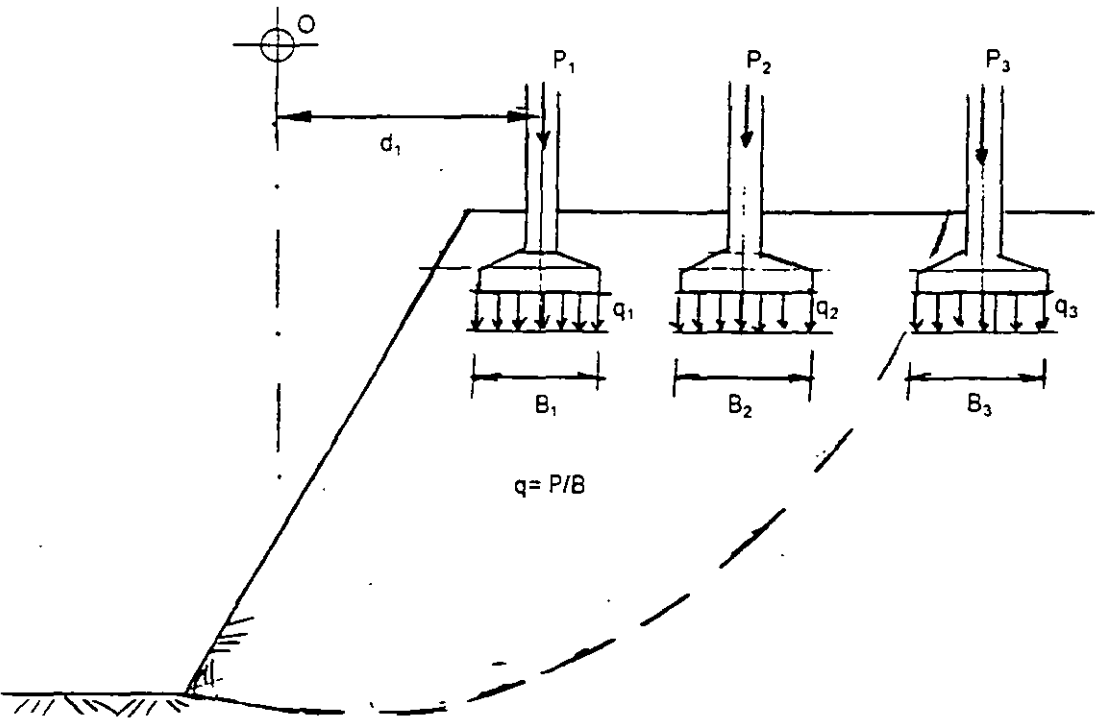


Fig. 9a Sobrecarga por zapatas aisladas o continuas

Donde "W" es el peso de la sobrecarga o de la grúa, "d" es la distancia horizontal entre el centro del círculo de falla y el eje de la sobrecarga. En la figura 9d se puede observar la posición de la maquinaria.

El Momento Motriz se debe incrementar por efecto de impacto, en un porcentaje que puede variar entre el 30% y el 35%. Por lo tanto el Momento Motriz "Ms" será:

$$M_s = 1.35 W.d$$

Así, el Factor de Seguridad por el efecto de la sobrecarga vale:

$$F.S. = M_r / (M_m + 1.35 W.d)$$

Fallas por traslación

Las fallas por traslación o deslizamiento de una masa de tierra que forma parte de un talud, ocurren cuando dentro del terreno de cimentación y a relativamente poca profundidad, existe un estrato de baja resistencia paralelo o casi paralelo a la superficie del terreno. En la figura 10 se muestra este tipo de falla.

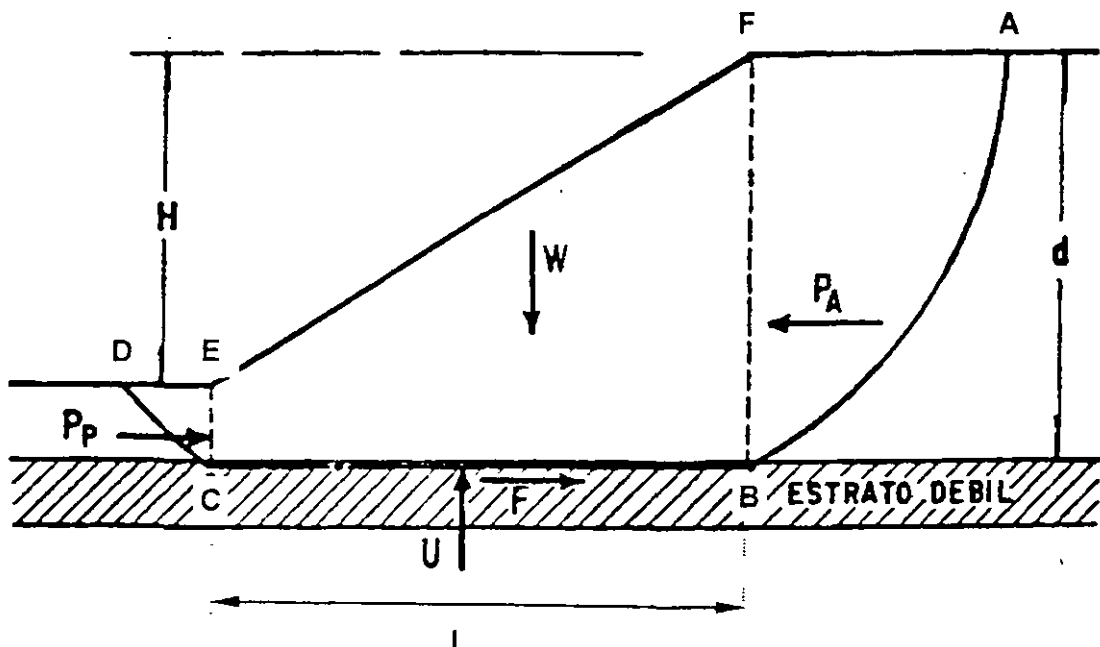


Fig. 10 Superficie de falla compuesta, correspondiente a una falla por traslación

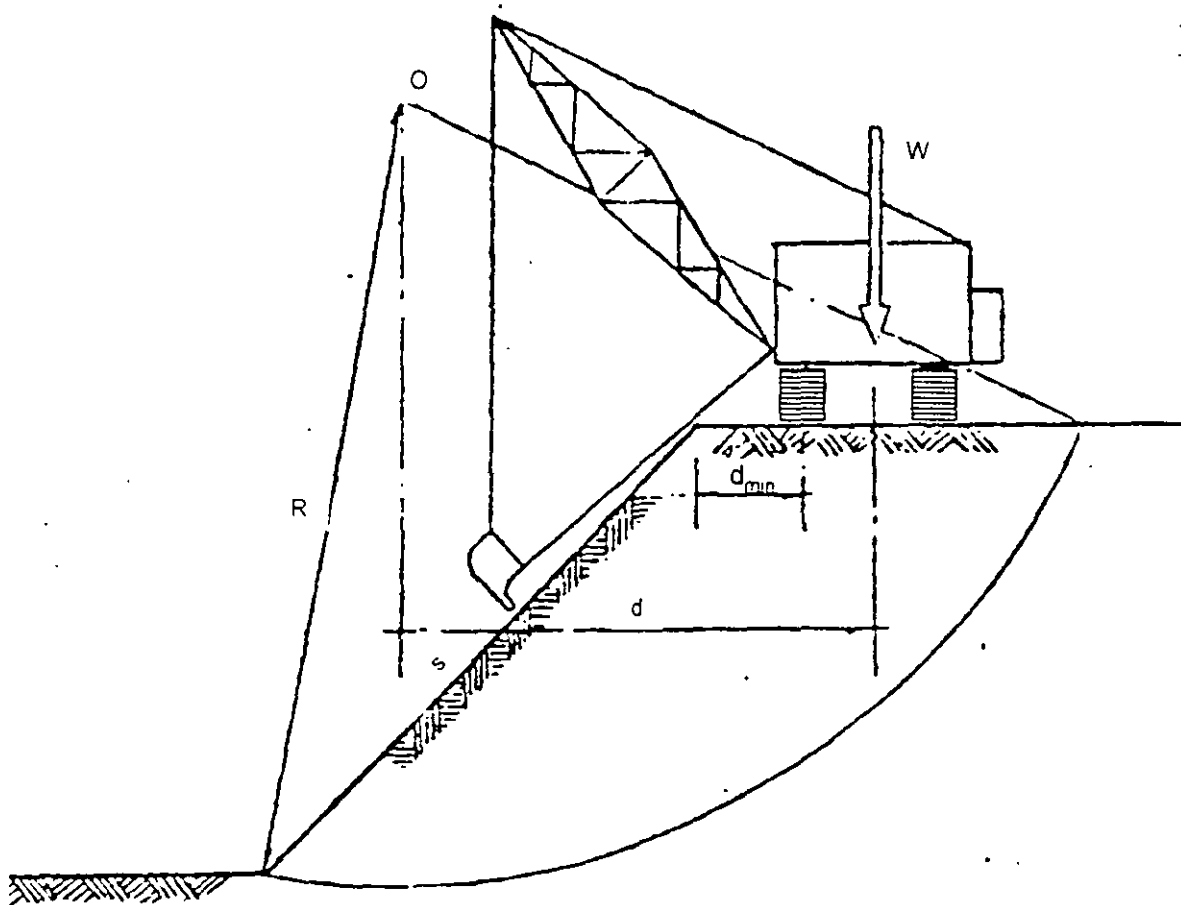


Fig. 9d Sobrecarga por maquinaria de construcción

Sobrecarga por maquinas de excavación

La maquinaria de excavación generalmente opera sobre el hombro de los taludes, su principal efecto es la transmisión al talud de fuerzas de tipo dinámico producidas por el impacto. Este hecho conduce a que algunos taludes que en condiciones estáticas son estables, se pueden volver críticos bajo la acción del paso de la maquinaria.

Un método de análisis que permite tomar en consideración este efecto, es el que se representa en la figura 9d y que consiste en lo siguiente. El Momento Motriz "Ms" producido por la sobrecarga es:

$$M_s = W \cdot d$$

En suelos cohesivos, por el contrario, la estabilidad del talud está condicionada por la altura del mismo, y la ganancia al tender el talud es escasa y en ocasiones, mala.

En suelos con cohesión y fricción, tender el talud producirá un aumento en la estabilidad general.

Por otro lado, muchos requisitos prácticos tales como la falta de espacio en zonas urbanas, las condiciones económicas emanadas del movimiento de grandes volúmenes de tierra, el costo de invadir terrenos ajenos, etc, hacen imposible, en gran cantidad de casos prácticos, tender los taludes.

Bermas

En excavaciones, se da este nombre de "bermas" a las superficies que a manera de "escalones" se localizan en el cuerpo del talud, con el fin de disminuir el peso de la masa deslizante y aumentar la estabilidad. En la figura 11 se ilustra en un esquema el concepto antes mencionado.

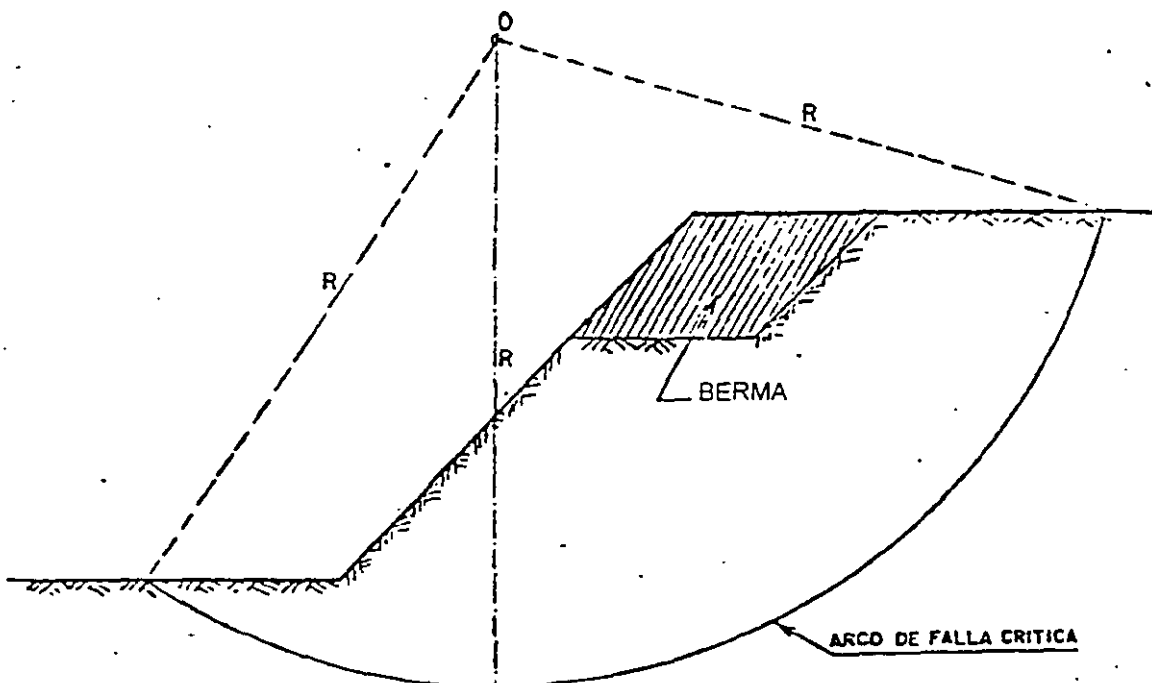


Fig. 11 Efecto de una berma en la estabilidad de un talud.

Suponiendo que la masa de suelo que se moviliza es la ABCD, puede admitirse que la cuña ABF ejerce un empuje activo sobre la parte central BCEF; este empuje trata de hacer deslizar la parte mencionada, oponiéndose a ello una reacción F a lo largo de la superficie CB y el empuje pasivo desarrollado en la cuña CDE.

Los valores de los empujes activo P_A y pasivo P_P , pueden calcularse por la teoría de Rankine.

Si el suelo del estrato débil es puramente cohesivo, el valor de la fuerza F es: $L \cdot c$, donde "L" es la longitud de la parte que desliza y "c" es la cohesión del estrato blando. Si el estrato débil es arenoso y está sujeto a una subpresión que reduzca la presión normal efectiva correspondiente al peso de la masa ECBF en una cantidad importante, la fuerza F deberá calcularse a partir de su valor deducido de la resistencia al corte, considerando la presión normal efectiva $\sigma - u$. El Factor de Seguridad puede definirse como:

$$F.S. = (F + P_P) / P_A$$

Algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes

Para orientar al ingeniero en la forma que puede mejorar el Factor de Seguridad obtenido del círculo crítico de un talud, a continuación se indican algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes en excavaciones, cuyas condiciones originales de estabilidad no sean satisfactorias.

Tender taludes

A primera vista puede pensarse que esta solución sea la más obvia y sencilla, sin embargo muchas veces es poco eficiente o muy difícil en la práctica tender más el talud por razones de espacio.

Si el terreno que constituye el talud es puramente friccionante, la solución es adecuada, pues según se vio anteriormente, la estabilidad de este tipo de suelos está definida por la inclinación del talud.

- las ataguías de acero,
- los muros precolados de concreto reforzado, instalados en zanjas con lodo fraguante,
- los muros de concreto colados en zanja bajo lodo bentonítico ("muros Milán"),
- las pilas secantes,
- las pilas de concreto separadas, complementadas con concreto lanzado.

En la figura 12 se muestran los diferentes tipos de ademe, ataguías y estructuras de contención más comúnmente usados.

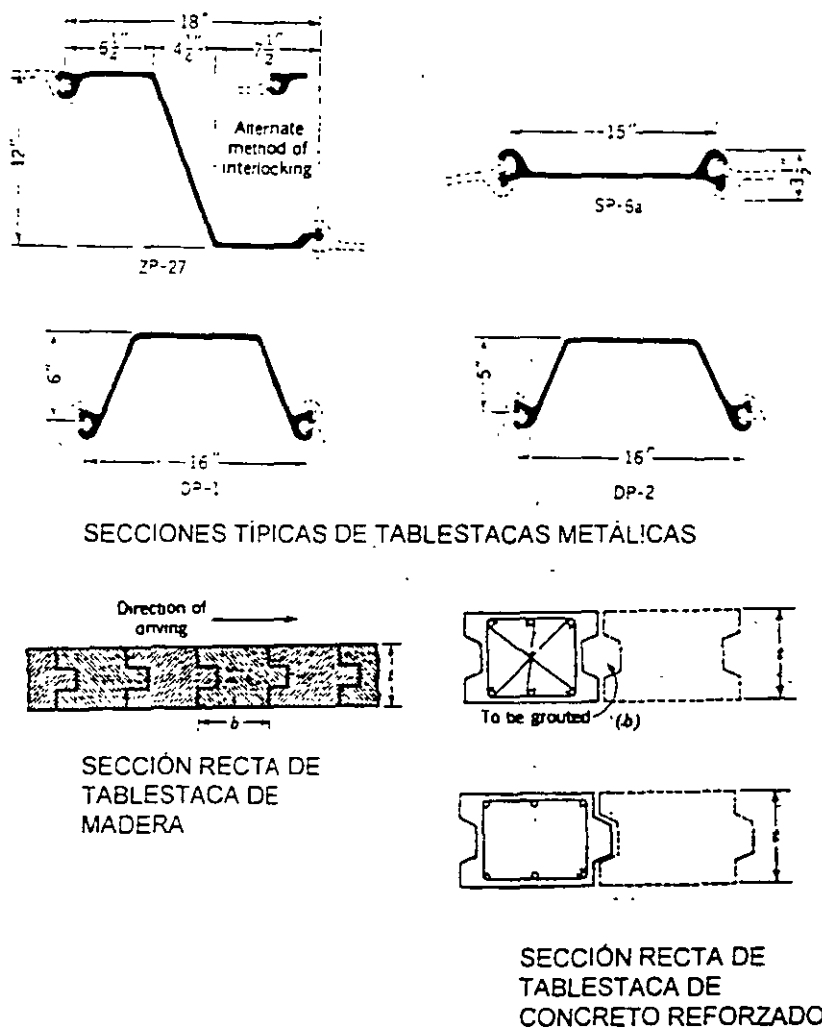


Fig. 12 Diferentes tipos de ademes y ataguías

La ataguía deberá instalarse siguiendo el contorno de la excavación en la medida de lo posible, y su altura deberá cubrir la

En general una berma produce un incremento en la estabilidad debido a que por una parte, se elimina parte del peso del material, logrando con esto una disminución del Momento Motor, (área achurada de la figura 11), y por la otra, se aumenta el momento resistente, al obligar la berma a un incremento en la longitud del arco de falla.

En los análisis habrá que tener en cuenta que la presencia de la berma modifica la ubicación del "círculo crítico", por lo que su colocación implicará un nuevo cálculo de la estabilidad del nuevo talud. En la práctica se deberá tener especial cuidado de colocar bermas donde sea más efectiva su influencia para disminuir el Momento Motor.

"Chapeo" de la superficie del talud

Existe la creencia de que colocando una "lechada" o mortero sobre la superficie o cara del talud se logra mejorar su estabilidad, lo que definitivamente no es cierto. Este "chapeo" mejorará solamente las condiciones de erosionabilidad de la superficie del talud, pero de ninguna manera su estabilidad, ya que como se ha visto a lo largo de este tema, en las expresiones del factor de seguridad, no juega ningún papel importante el efecto del "chapeo", excepto que aumenta un poco de peso al Momento Motor, lo cual juega en contra de la estabilidad del talud. Por lo tanto, este efecto no mejora la estabilidad de los taludes.

Excavaciones Ademadas

El proyecto de edificios, puentes y obras viales, principalmente en áreas urbanas congestionadas, conlleva en muchos casos a abarcar la totalidad del espacio disponible y algunas veces estas obras se localizan adyacentes a estructuras existentes, lo que implica que la excavación deba realizarse requiriendo de un ademe, una atagüa o una estructura de contención.

Existen varios tipos de estructuras de contención:

- las tablestacas de madera,

Después se procede al hincado; por lo general la tablaestaca se hinca por tramos cuyo ancho no rebase los 3.00 m ya que mayores anchos dificultan el hincado y pueden dañar la tablaestaca.

La tablaestaca deberá tener una punta metálica en forma de aguja para facilitar la penetración en el terreno, y es aconsejable colocar grasa sobre las superficies de las paredes de la tablaestaca, para facilitar su hincado.

Si el terreno no es muy blando, es necesario hacer algunos barrenos guía espaciados a una cierta distancia, como se indica en la figura 13a, por ejemplo a cada metro, y si aún con esto persisten las dificultades, será necesario cerrar la separación de los barrenos guía, hasta que sean prácticamente continuos, para que la tablaestaca penetre sin dificultad y en forma homogénea. Desde luego, no es recomendable este tipo de estructuras en terrenos donde existen boleos o el material es francamente duro.

Se debe contar con un martillo de hincado y una estructura o "colchón" que proteja la parte superior de la tablaestaca para que no se dañe por los golpes.

Se deberá cuidar la verticalidad durante el hincado, así como el acoplamiento vertical, pues puede ocurrir que la tablaestaca se desvíe y posteriormente, durante la excavación queden espacios abiertos sin protección por donde pueda fluir el material o el agua del exterior.

máxima profundidad de excavación, más una distancia adicional por debajo de esta, que se considera como "longitud de empotramiento".

Tan pronto como la excavación va avanzando, se van colocando contra la ataguía puntales de madera o de acero, colocados transversalmente a la excavación apoyados contra viguetas o largueros horizontales que distribuyen la carga de los puntales sobre la tablaestaca o ataguía, como se muestra en la figura 13

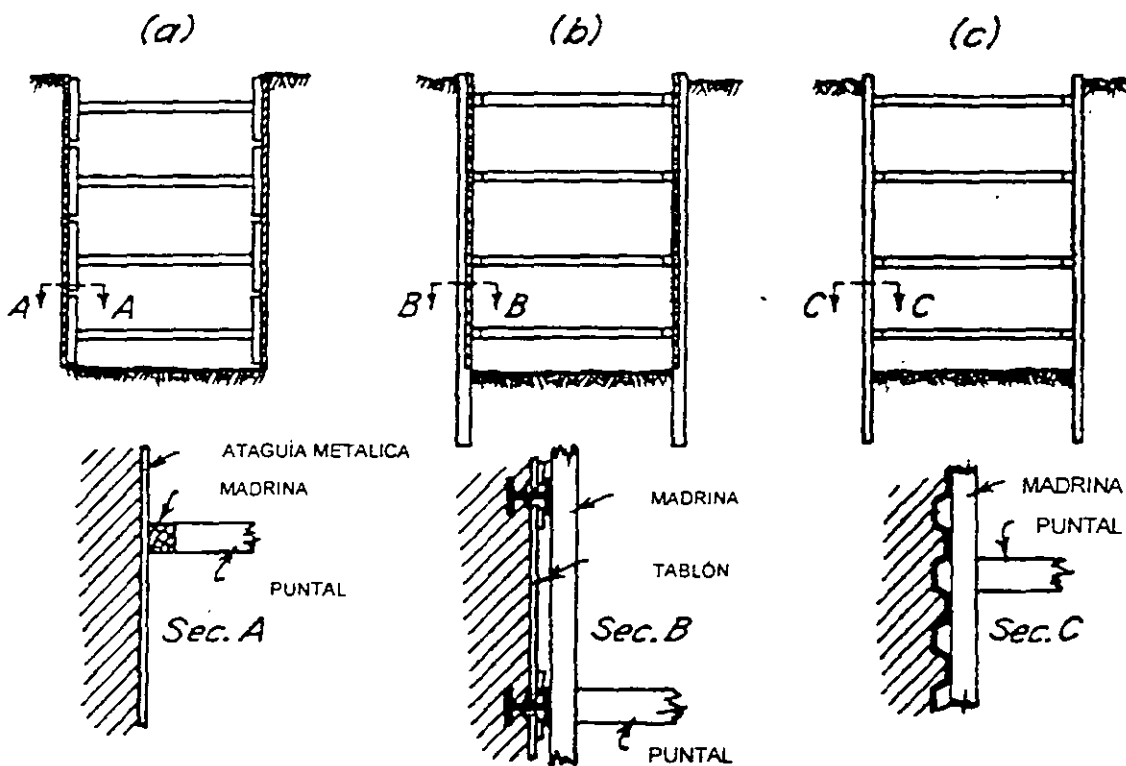


Fig. 13 Secciones de ademe en excavaciones

Tablaestacas de madera

El procedimiento que se sigue en el caso de las tablaestacas de madera consiste primero en definir y elaborar el tipo de tablaestaca, el espesor de los tablonces, el machimbrado y el número de capas de madera que constituirán la estructura, así como la longitud de la "pata" por debajo de la profundidad máxima de excavación. Los tablonces se unen por medio de tornillos de cabeza redonda que no sobresalgan de la madera.

de las figuras que se logran al enlazar una con otra, lo que les da un momento de inercia.

Las ataguías metálicas se usan en terrenos mas bien blandos, y se hincan con un equipo de vibración, al que algunas veces se le ayuda con barrenos guía y grasa en las paredes de la ataguía para facilitar su hincado, como en el caso de las tablestacas de madera.

Debe cuidarse la verticalidad y el “engarce” adecuado entre las piezas, con objeto de lograr un hincado uniforme y tener una ataguía sin “aberturas”, que causen posteriormente problemas de “caídos” del suelo y de flujo del agua, durante el proceso de excavación.

Este tipo de estructuras de contención, es en general muy flexible, y cuando se decida su uso, deberá tenerse en cuenta que se requieren de claros menores para su apuntalamiento, que pueden causar mayores movimientos en el suelo vecino o en las estructuras vecinas, y además, en muchos países no se fabrican por lo que su adquisición es de importación, con los costos que esto conlleva.

Pilas secantes y pilas separadas

Otro tipo de estructura de contención está constituido por “pilas secantes o tangentes” coladas bajo agua o bajo lodo bentonítico, como se indica en la figura 13b. Su construcción consiste en la excavación de un pozo del diámetro correspondiente a la pila, generalmente de 0.60m a 1.50m, ademado con agua o lodo bentonítico, la introducción del acero de refuerzo y posteriormente el colado u “hormigonado” de la pila utilizando el método “Tremie”.

En terrenos con mejor resistencia, pueden construirse las pilas separadas entre sus paños unos 50 cm o 70 cm y colocar concreto lanzado en la pared dejada por el terreno natural.

Estas pilas, al igual que las tablaestacas de madera y las ataguías deben apuntalarse para tomar los empujes laterales, lo que puede ser ya sea con viguetas y puntales metálicos temporales o con anclas.

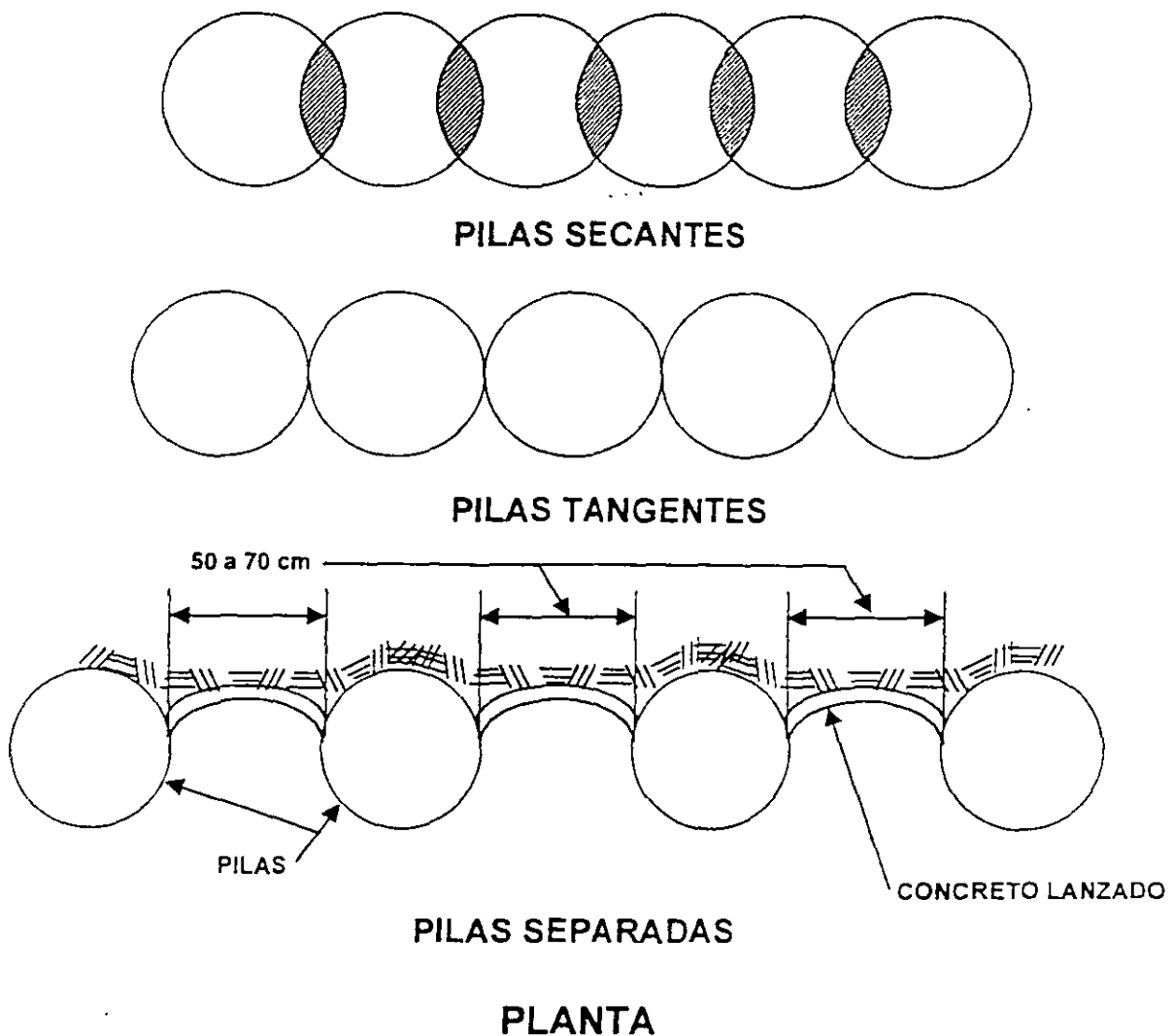


Fig 13b Pilas secantes y tangentes

Muros "Milán"

El muro de concreto reforzado, colado en sitio, dentro de una zanja ademada con lodo bentonítico, también conocido como "muro Milán", es una estructura de contención muy empleada en zonas urbanas y constituye una estructura rígida, prácticamente impermeable y que bien apuntalada puede proporcionar un adecuado funcionamiento para proteger a las estructuras vecinas de los daños que puede causar una excavación.

Para llevar a cabo una excavación, se deben construir primero los muros colados "in situ" ubicados en todo el perímetro de la excavación.

Para construir estos muros, el procedimiento consiste en excavar unas zanjas de 40 cm a 80 cm de ancho y de una longitud variable entre 4.50 m y 7.00 m, dependiendo de la longitud de tablero de muro que sea conveniente a la obra y de la geometría de la cimentación. La profundidad de la zanja corresponderá a la profundidad máxima a la que se hará la excavación, más una profundidad adicional que conformará la "pata" ó longitud de empotramiento del muro.

La excavación de la zanja se hace con una máquina tipo "casagrande" provista de un cucharón de "almeja" y una barra guía. A medida que avanza la excavación de la zanja, se vacía simultáneamente en su interior lodo bentonítico de ciertas características de viscosidad y densidad, con objeto de contener temporalmente las paredes de la zanja y evitar caídos.

La excavación se realiza colocando la almeja en varias posiciones hasta cumplir con la longitud planeada del tablero del muro. Una vez terminada la excavación, se procede a extraer el azolve que pueda haberse acumulado en el fondo de la zanja, con un "air lift" o "aspiradora".

Posteriormente se introduce la parrilla que constituye el acero de refuerzo del muro, cuidando que lleve unos separadores, para que quede "centrado" dentro de la zanja. Asimismo, cuando el acero ya ha sido colocado en su posición definitiva, se debe vigilar que en su parte superior se coloque un lastre, sobrepeso, o alguna fijación de tipo mecánico para que no flote.

A continuación se procede al colado del concreto dentro de la zanja, utilizando el método Tremie, el cual consiste en introducir una tubería metálica de 30 cm de diámetro, constituida por varios tramos que se encuentran acoplados entre sí herméticamente, hasta llegar al fondo de la zanja. En su parte inferior, la tubería lleva un "tapón" o balón inflado que se atora y que impide que el lodo se introduzca dentro del tubo Tremie. En su parte superior se coloca una pequeña tolva que sirve para recibir el concreto.

Una vez que el tubo se ha apoyado en el fondo, se procede a vaciar el concreto dentro de la tubería a través de la tolva superior, y cuando el concreto llega al fondo, con una grúa se levanta un poco el tubo Tremie y en ese momento el peso de la columna de concreto desatora el balón de latex y empieza a ocupar su lugar dentro de la zanja y a desplazar paulatinamente al lodo, el cual reboza por la parte superior de la zanja donde es recolectado para darle varios usos.

El concreto debe vaciarse dentro de la zanja en forma continua, sin interrupciones, a fin de que el lodo nunca entre dentro del tubo, pues se contaminaría y el muro queda de mala calidad.

En esta forma el concreto llegará hasta la parte superior de la zanja y en ese momento quedará concluido el proceso de colado.

Se construirá con este sistema varios tableros alternados, para darle edad al concreto y posteriormente se excavarán las zanjas o tableros intermedios, hasta lograr la continuidad del muro en el sentido longitudinal.

Es importante mencionar que durante la excavación no es necesario lograr una rigidez o continuidad longitudinal, siempre y cuando los muros estén bien anclados o apuntalados. En la figura 14 se ilustra este procedimiento.

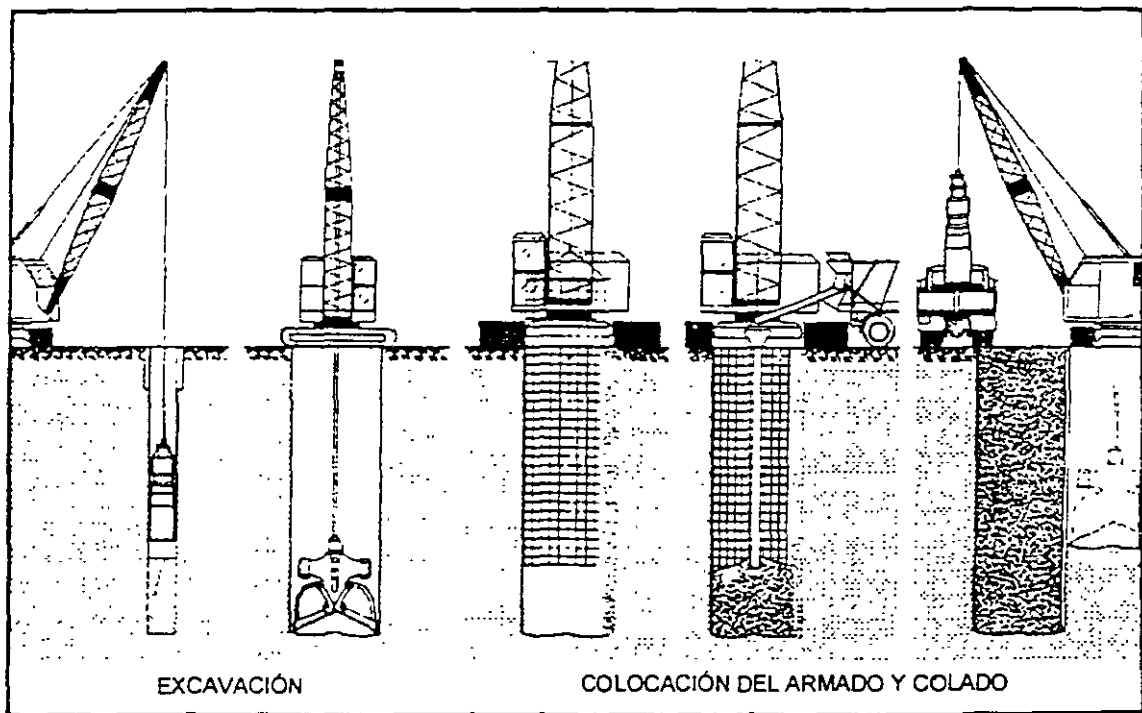


Fig. 14 Proceso de construcción del muro colado "in situ"

Cuando el ancho de la excavación es muy grande, de más de 20 m por ejemplo, en el que se dificulta la colocación de puntales de esta longitud, existen varias posibilidades. Una de ellas consiste en construir un muro "milán" provisional, en una posición convenientemente seleccionada, que reduzca la longitud de los

puntales, y demolerlo posteriormente; o instalar una tablaestaca provisional que se retire cuando la excavación esté terminada.

Otra posibilidad es excavar la parte central del área, hasta su profundidad de desplante y construir la parte de la cimentación correspondiente, dejando que los taludes que se generan por esta excavación, contengan los muros perimetrales. Esta condición de estabilidad temporal del talud con un muro detrás de él, deberá revisarse para que sea estable; es importante también analizar las deformaciones que esta condición produce en el suelo vecino, pues aunque el conjunto talud/muro sea estable, puede ser deformable y causar agrietamientos excesivos en las construcciones vecinas.

En esta otra posibilidad, deberá además considerarse que el área descargada durante la excavación es significativa, por lo que además deberán revisarse que las expansiones inmediatas del fondo de la excavación no sean excesivas. Este procedimiento se indica en la figura 15.

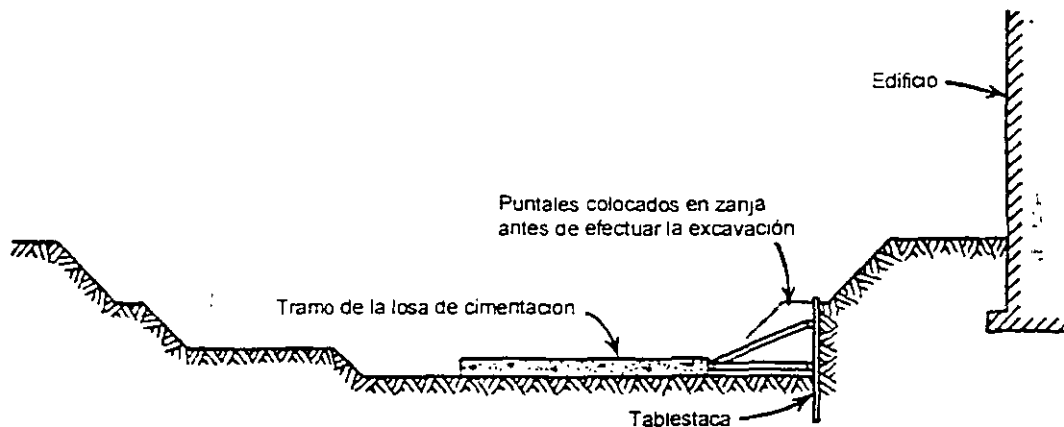


Fig.15 Apuntalamiento típico en una excavación ancha

III EMPUJES LATERALES

En general, la carga que soportarán los puntales es uno de los datos más importantes para el diseño de las estructuras de contención y para el comportamiento de las estructuras vecinas. Por esta razón es necesario conocer con precisión razonable, la magnitud y distribución del empuje del suelo sobre la ataguía o muro de contención.

A continuación, por considerarlo de importancia para los ingenieros de la práctica que se enfrentan a problemas de excavaciones, se hace un repaso de la teoría de empujes que se

maneja comúnmente en la Mecánica de Suelos, y se plantea el criterio para calcular los empujes laterales que ejerce el suelo sobre los muros o estructuras de contención temporal, sin considerar otro tipo de fuerzas. Esta teoría se encuentra en los textos tradicionales de mecánica de suelos.

Estados plásticos de esfuerzos en una masa de suelo
 (Estados de Rankine)

Consideremos el caso de una partícula de suelo localizada a una profundidad "z", que no está sujeta a ninguna acción excepto la de su propio peso.

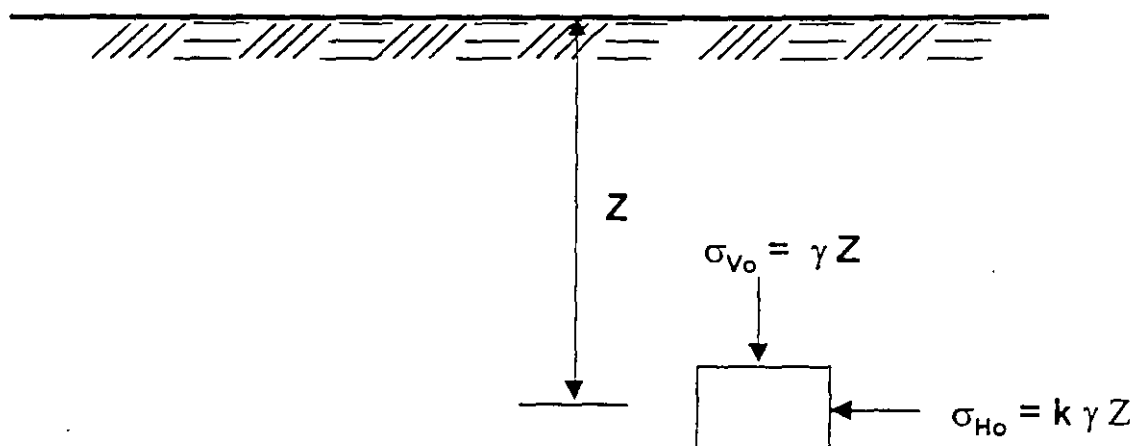


Fig. 16 Estado original de esfuerzos dentro de una masa de suelos

El esfuerzo vertical en reposo σ_{vo} vale:

$$\sigma_{vo} = \gamma Z$$

Si la ley de resistencia al esfuerzo cortante está dada por:

$$S = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

Podemos indicar el estado de esfuerzos del suelo en reposo en la gráfica de Mohr.

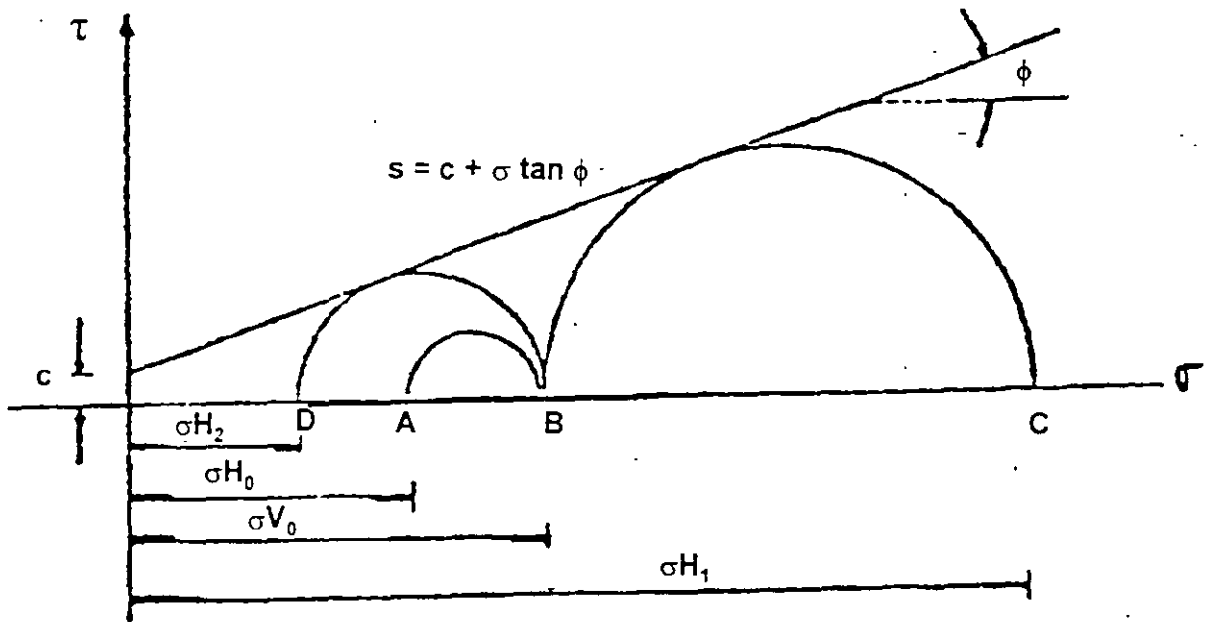


Fig. 17 Diagrama de Mohr que representa los estados de Rankine

El esfuerzo horizontal en reposo puede expresarse en términos del esfuerzo vertical mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{H0} = K_0 \sigma_{V0}$$

$$\sigma_{H0} = K_0 \gamma z$$

Donde k_0 se denomina Coeficiente de empuje en reposo.

Empuje Activo y Pasivo de Rankine

Si por algún medio hacemos incrementar el valor del esfuerzo horizontal σ_{H0} representado por el punto A de la figura 16, llegará un momento en que $\sigma_{H0} = \sigma_{V0}$ (punto B) y si continúa este incremento se tendrá $\sigma_{H0} > \sigma_{V0}$ de tal manera que se alcanza el punto C que representa un estado de esfuerzos de falla, pues en este punto el círculo de Mohr se hace tangente a la envolvente de falla y se dice que el suelo se encuentra en un estado de equilibrio plástico o "Estado de empuje pasivo de Rankine". En este caso $\sigma_{H1} > \sigma_{H0} > \sigma_{V0}$.

Si por el contrario, por algún medio hacemos que el valor del esfuerzo horizontal σ_{HO} disminuya paulatinamente, el valor del esfuerzo horizontal pasará del punto A hasta el punto D, en el cual el círculo de Mohr de este nuevo estado de esfuerzos se hace tangente a la envolvente de falla y se dice que el suelo se encuentra en otro estado de equilibrio plástico o "Estado de empuje activo de Rankine". Nótese que en este caso: $\sigma_{H2} < \sigma_{HO} < \sigma_{VO}$.

Es sencillo demostrar matemáticamente, a partir de la gráfica de Mohr, que para el estado de empuje activo y pasivo, el esfuerzo horizontal vale:

$$\sigma_{\text{Activo}} = (\gamma z + q) \tan^2(45^\circ + \phi/2) - 2c \tan(45^\circ - \phi/2)$$

$$\sigma_{\text{Pasivo}} = (\gamma z + q) \tan^2(45^\circ + \phi/2) + 2c \tan(45^\circ + \phi/2)$$

Si llamamos: $N_\phi = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$, las expresiones anteriores quedan:

$$\sigma_{\text{Activo}} = (\gamma z + q) / N_\phi - 2c \cdot 1/\sqrt{N_\phi}$$

$$\sigma_{\text{Activo}} = (\gamma z + q) N_\phi + 2c \cdot \sqrt{N_\phi}$$

Se denominan "Coeficientes de empuje Activo y Pasivo" a los siguientes valores:

$$K_A = 1/N_\phi = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

$$K_P = N_\phi = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

Puede observarse que los coeficientes anteriores dependen únicamente del ángulo de fricción interna del material y puede demostrarse además que:

$$K_A \cdot K_P = 1$$

Si para un suelo con cohesión y fricción, elaboramos una gráfica de empuje vs. Profundidad, obtenemos los siguientes diagramas:

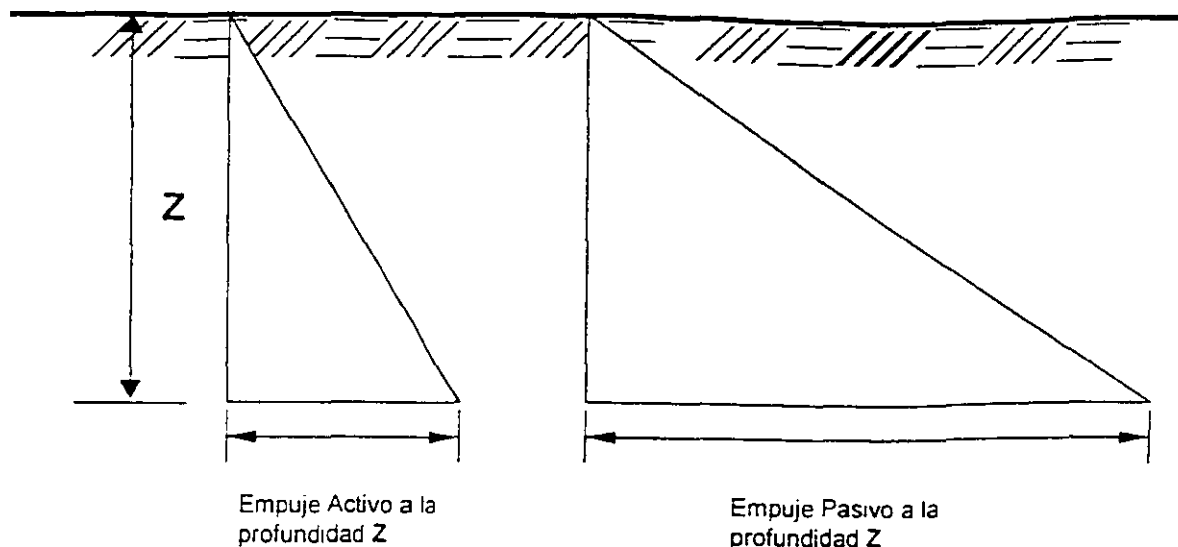


Fig. 18 Empujes Activo y Pasivo

De acuerdo con los estados de equilibrio plástico de Rankine, puede observarse que el "estado de reposo" de un suelo es un estado intermedio entre el activo y el pasivo, por lo que podemos escribir que:

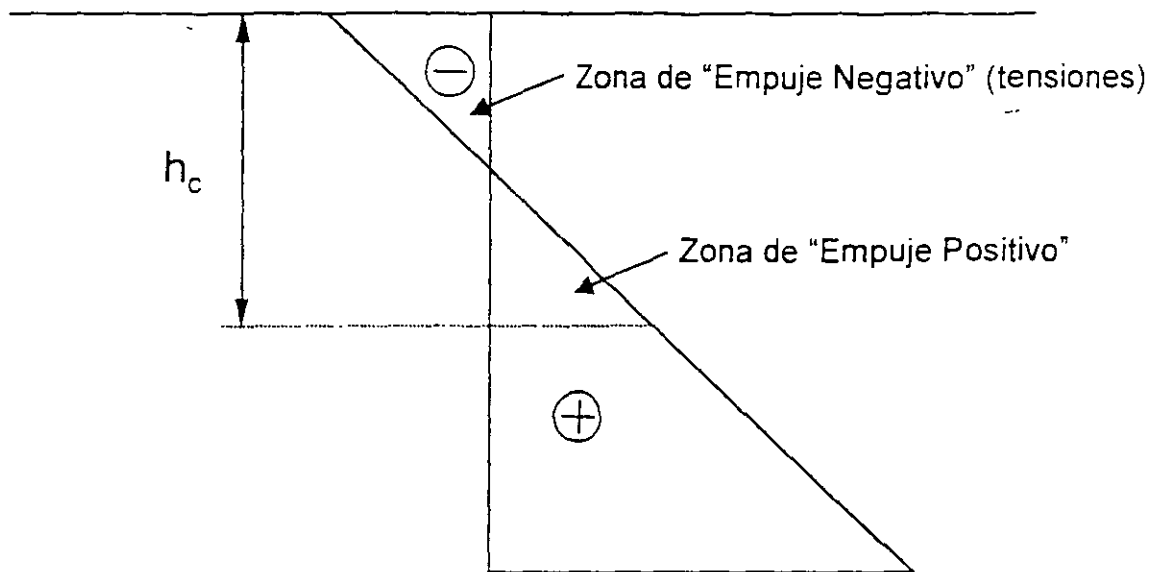
$$K_A < K_0 < K_P$$

Altura Crítica

Si observamos la expresión matemática que define el valor del esfuerzo horizontal σ_H que corresponde al empuje activo, puede suceder que este valor resulte negativo si el segundo sumando es mayor que el primero. A medida que "z" aumenta, dicha expresión se convierte en positiva, cuando el segundo término es menor que el primero.

Lo anterior significa que para valores negativos de la expresión del esfuerzo horizontal, el suelo no sólo no empuja, sino que presenta tensiones en su interior que lo hacen permanecer estable con una pared vertical debido a su resistencia al corte.

En la siguiente figura puede ilustrarse esta condición.



Altura Crítica; $h_c = 4c / \gamma \tan (45^\circ - \phi / 2)$

Si $\phi = 0$ $h_c = 4c / \gamma$

Fig. 19 Altura Crítica

A la profundidad h_c las áreas de empuje positivo y negativo se igualan y el suelo no empuja, por lo que a este valor de h_c se le denomina "altura crítica" y puede interpretarse como la profundidad a la cual el suelo puede permanecer estable en pared vertical sin soporte lateral, debido a su resistencia al corte.

Si valuamos a partir de la expresión del esfuerzo horizontal activo $\sigma_{Hactivo}$ el empuje total a una profundidad z cualquiera, obtendremos:

$$E = \sum \sigma_{activo} dz = (z^2/2) \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2cz \tan (45^\circ - \phi/2)$$

De acuerdo con la definición de altura crítica, si $E = 0$, $z = h_c$, entonces:

$$0 = (h_c^2/2) \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2ch_c \tan (45^\circ - \phi/2)$$

Despejando el valor de h_c tenemos:

$$H_c = 4c / \gamma \tan (45^\circ - \phi / 2)$$

Que es la expresión que proporciona la altura crítica para un suelo cohesivo friccionante. Si el suelo únicamente tiene cohesión, la altura crítica vale: $h_c = 4c / \gamma$

En la práctica el valor de la altura crítica suele ser menor que el dado por la expresión anterior.

En las expresiones anteriores puede observarse que un suelo puramente friccionante ($c = 0$), no soporta las paredes verticales, sin soporte lateral.

Cargas sobre puntales

La magnitud y distribución de los empujes depende no solo de las propiedades del suelo, sino también de la flexibilidad de la estructura de contención, así como de las restricciones que el elemento de soporte imponga a la deformación del propio suelo.

Conforme la excavación avanza, la rigidez proporcionada por los puntales ya colocados, impide el desplazamiento del suelo en las zonas próximas a los apoyos de los puntales. Por otra parte, bajo el efecto del empuje, cuando el ademe es rígido, la ataguía tiende a girar en la parte profunda hacia el interior de la excavación, de manera que la colocación de los puntales en esas zonas, va precedida de un desplazamiento del suelo que será mayor, cuanto mayor sea la profundidad de excavación.

Esta deformación es equivalente, desde el punto de vista de la distribución de presiones, a un giro del elemento de soporte alrededor de su extremo superior. En estas condiciones de deformación, las teorías clásicas de empuje de tierras, no son aplicables y por lo tanto, para calcular el empuje en este tipo de estructuras, es necesario recurrir a mediciones efectuadas sobre modelos a escala natural o en obras reales.

A este respecto, Terzaghi y Peck, con base en mediciones efectuadas en el campo, en varias obras, propusieron para fines de

diseño una envolvente sencilla, de forma trapecial o rectangular, según el tipo de suelo, útil para ser aplicada en el diseño del sistema muro – puntales, en cualquier tipo de excavaciones ademadas. En la figura 20 se muestran dichas envolventes.

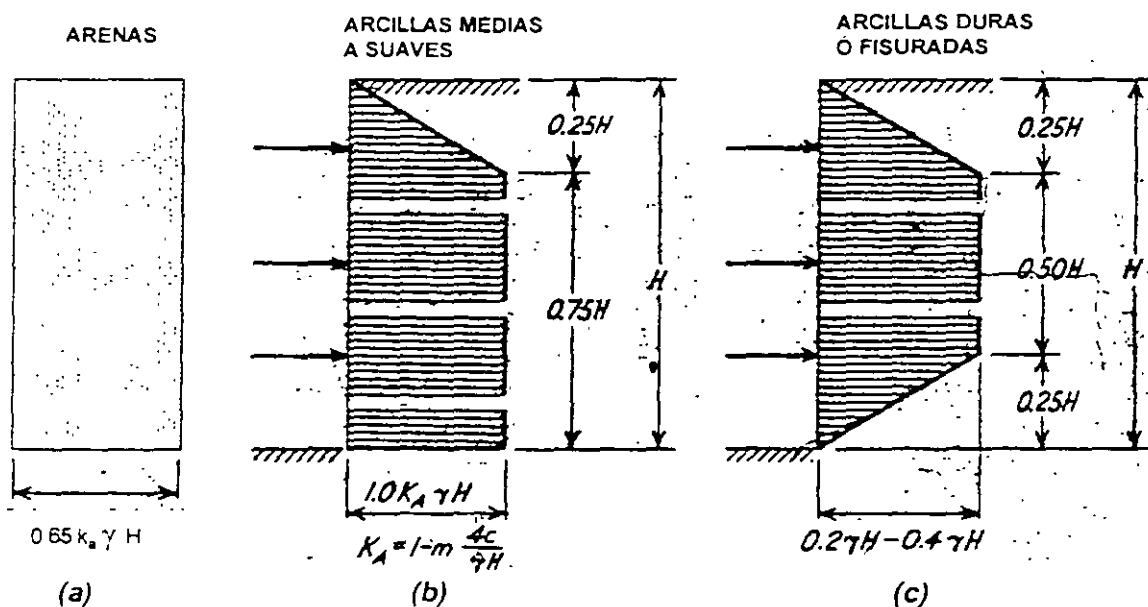


Fig. 20 Diagrama de presiones aparentes para diseño y revisión de estructuras de contención.

Para calcular la carga que deben soportar los puntales, se ha propuesto un procedimiento simplificado, el cual ignora los efectos de la continuidad en la rigidez de la ataguía, convirtiendo el problema en uno estáticamente determinado. Esta solución sobrevalúa la carga de los puntales, pero la solución está del lado de la seguridad.

Las cargas de los puntales se obtienen calculando y sumando las reacciones de varias vigas independientes, según se muestra en la figura 21.

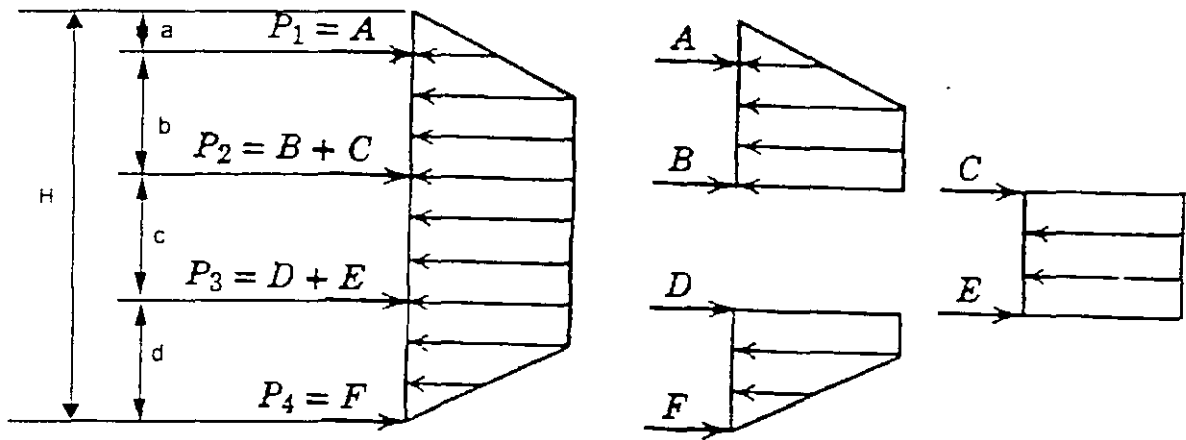
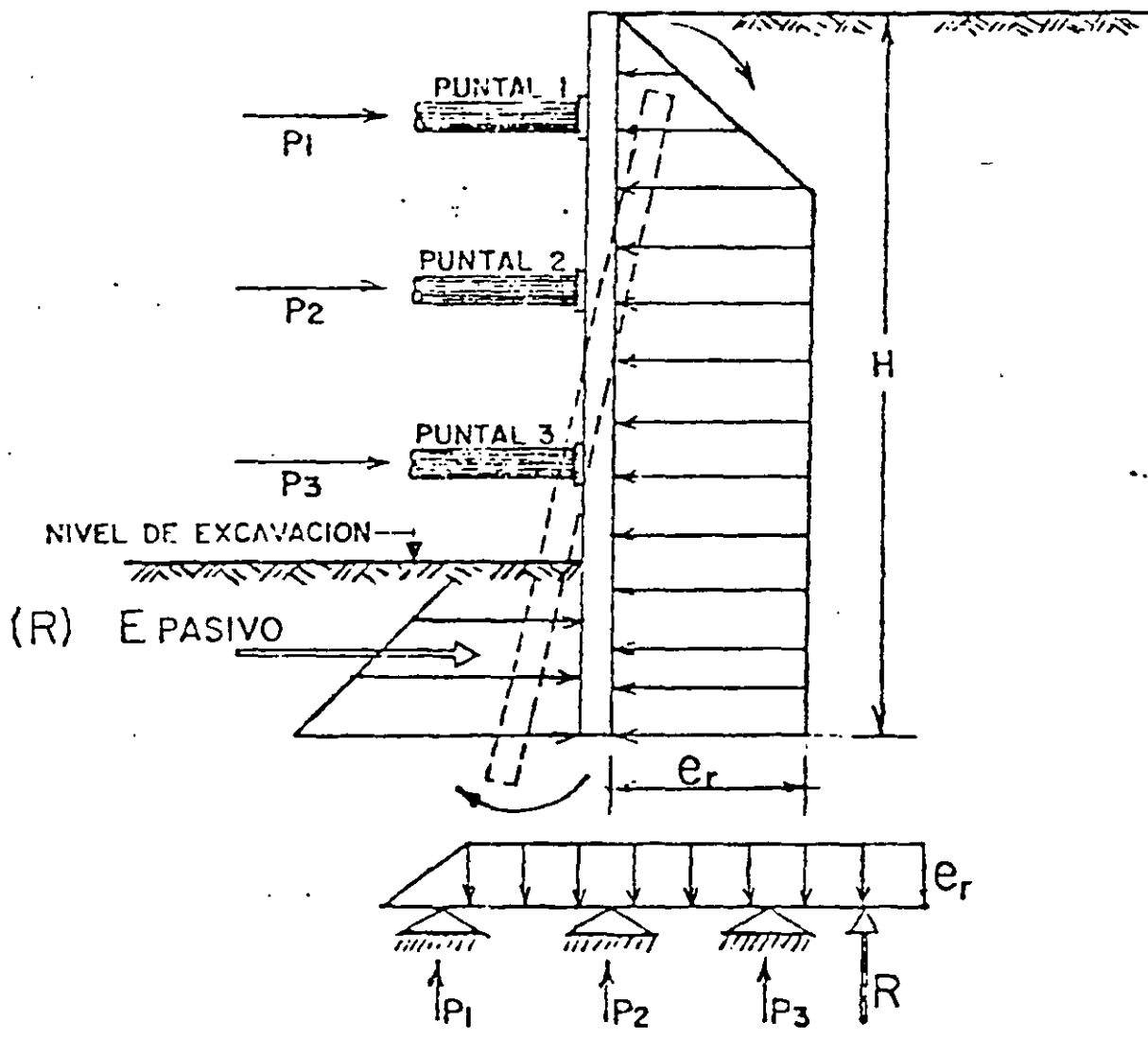


Fig. 21 Cálculo de la carga de los puntales en una excavación ademada.

Otra manera de calcular la carga sobre los puntales, es considerando a la ataguía como una viga continua.

Falla por "pateo"

En la figura 22 se muestra esquemáticamente la forma de analizar la tablaestaca contra un riesgo de falla por "pateo"; es decir, cuando la ataguía es rígida y la excavación está próxima a llegar al fondo, existe la posibilidad que el empuje pasivo que produce el suelo en la parte interior de la ataguía (zona de la "pata" del muro), sea insuficiente y se produzca un giro como el que se indica en la figura 22, a esta falla se le conoce como falla por "pateo".



$$F.S. = \frac{E \text{ PASIVO}}{R}$$

$$F.S. > 1.20$$

$$F.S. = E \text{ pasivo} / R$$

$$F.S. < 1.20$$

Fig. 22 Análisis de falla por pateo para estructuras de contención rígidas.

Falla de fondo

Uno de los aspectos que es importante considerar en el estudio de estabilidad de las excavaciones además en suelos blandos, es el de la posible "falla de fondo".

Se ha observado en multitud de excavaciones profundas realizadas con pocas precauciones en arcillas blandas, que al rebasar cierta profundidad, el fondo deja de ser estable, los bufamientos hasta entonces normales, se incrementan considerablemente y la arcilla empieza a fluir hacia la excavación tendiendo a cerrarla. Esto ocasiona que se levante el fondo de la excavación y además, acarrea deformaciones de toda la zona de excavación y asentamientos considerables de sus vecindades, en cuestión de horas.

Las consecuencias que se derivan de ello pueden ser desastrosas si a una distancia de la excavación menor o igual al ancho de la misma, existen estructuras.

En general, todos los criterios que existen sobre el análisis de falla por el fondo de la excavación, consideran el problema como un problema equivalente al de capacidad de carga, en el que el material que subyace a la excavación debe tener la resistencia al corte suficiente para soportar los esfuerzos que produce la presión vertical no equilibrada al nivel del fondo de la excavación, debido al peso de los bloques de suelo que la limitan a uno y otro lado.

Al igual que en el problema de capacidad de carga, los valores menores del Factor de Seguridad F.S., corresponden a una excavación infinitamente larga respecto a su ancho y los mayores, a una excavación cuadrada o circular.

La capacidad de carga de una arcilla, a una profundidad " D_f ", está dada según la fórmula de Skempton por:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f$$

Si sobre el suelo existe una sobrecarga de magnitud " q ", el valor de q_c pasa a ser:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f + q$$

En el segundo miembro de la ecuación anterior, el término $c N_c$ representa la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de falla, en tanto que el término $\gamma D_f + q$ representa el esfuerzo vertical al nivel de desplante debido al peso del suelo suprayacente y a las sobrecargas, si las hubiere.

En el caso de una excavación, en el instante de falla de fondo incipiente, la resistencia a lo largo de la superficie de falla, $c N_c$, se opone al flujo del material hacia el fondo de la excavación, hacia donde tiende a moverse por efecto de la presión $\gamma D_f + q$. Ver figura 23.

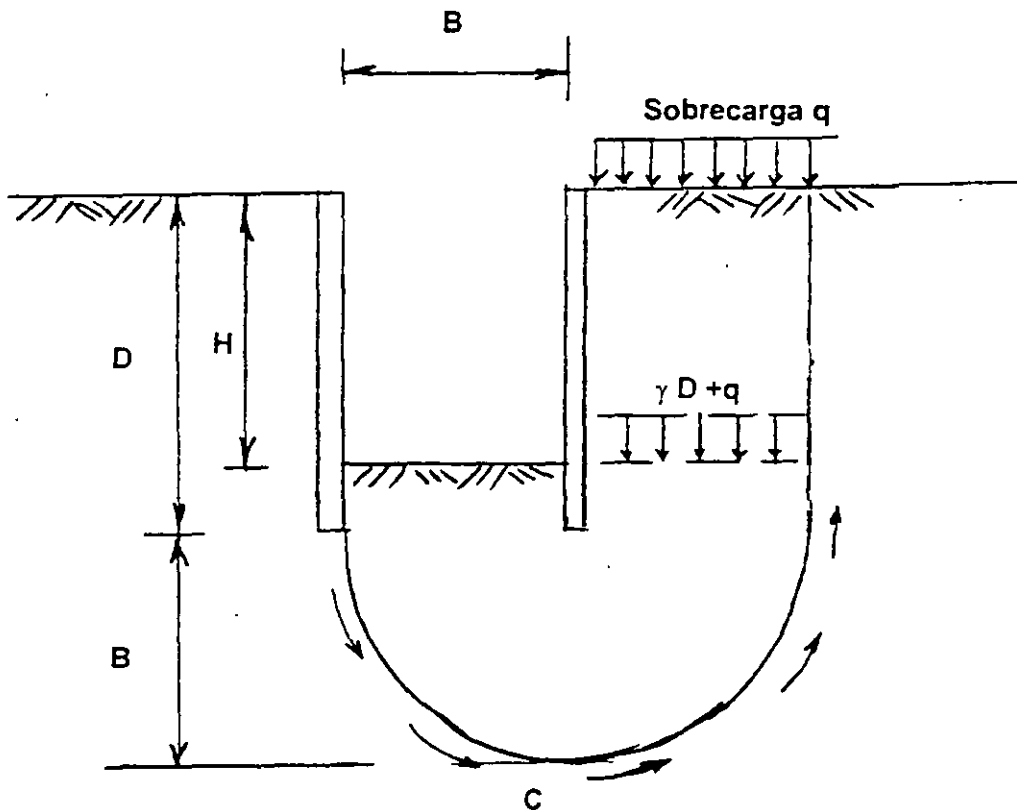


Fig. 23 Mecanismo de falla de fondo en excavaciones en suelos blandos

Es evidente que en el instante de falla de fondo se tendrá que:

$$q_c = 0 \quad \text{o sea:} \quad c N_c = \gamma D_f + q$$

y un Factor de Seguridad F.S. contra falla de fondo quedaría expresado por:

$$F.S. = c N_c / (\gamma D_f + q)$$

Donde N_c varía con la relación D / B y B / L , en el que D es la profundidad máxima de excavación y L es la longitud de avance de la misma. En la figura 24 aparecen los valores obtenidos por Skempton para N_c .

En la práctica, un valor de 1.5 para el F.S. parece ser suficiente en todos los casos, pues por comparación con resultados obtenidos en fallas reales, la aproximación de los cálculos resulta ser del orden del 20%.

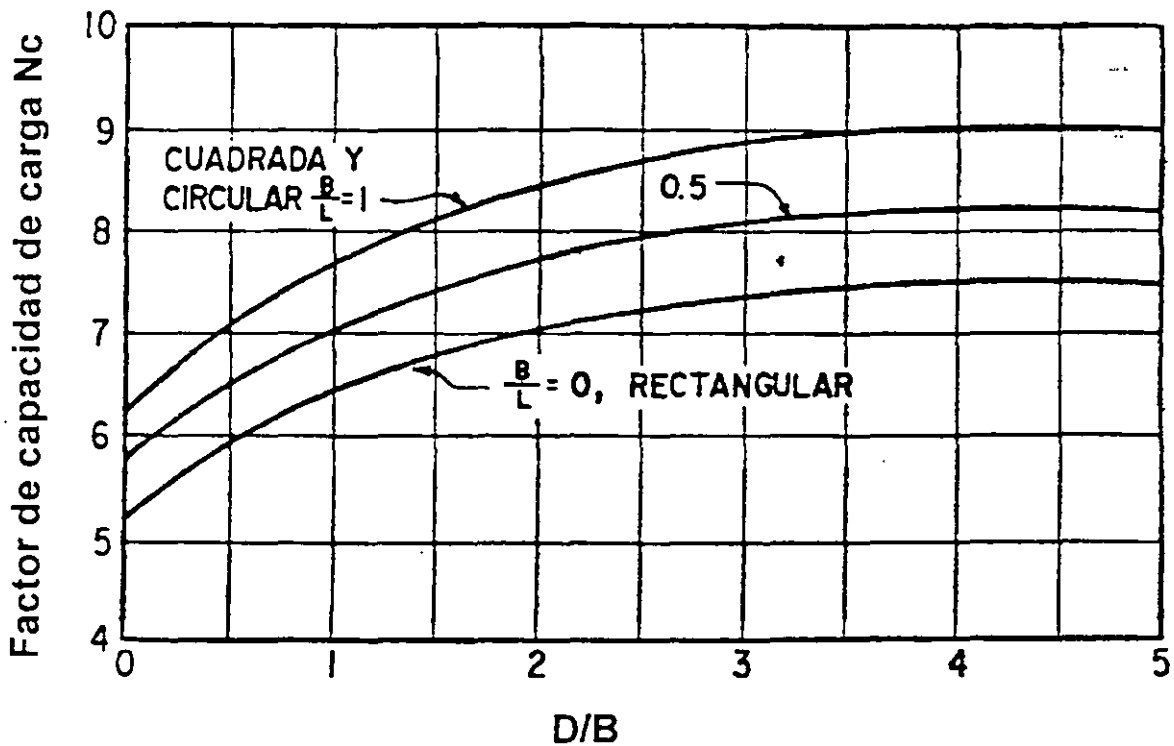
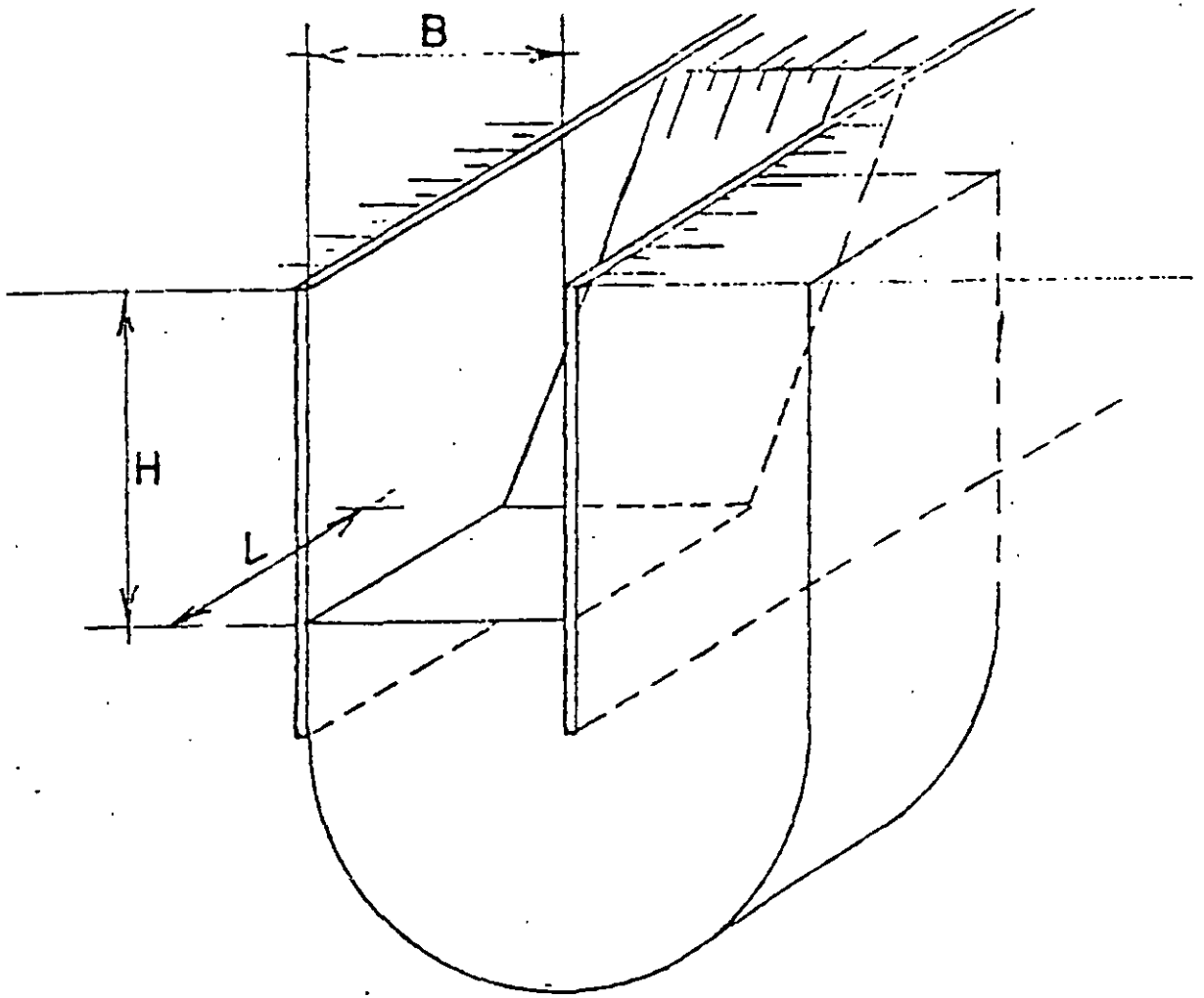


Fig. 24 Valores del factor N_c en función de la geometría de la excavación

Como se puede observar en la gráfica, el valor de N_c sólo aparece para los casos de excavaciones largas y cuadradas o circulares; por lo tanto, para excavaciones rectangulares donde $L > B$, el N_{CR} será:

$$N_{CR} = (0,84 + 0.16 B/L) N_{CC}$$

Donde N_{CC} es el factor para excavaciones cuadradas o circulares. En la figura 25 se puede observar el concepto antes mencionado.



Excavación Cuadrada	$B = L$	N_{CC} es máximo
Excavación Rectangular	$L > B$	$N_{CR} = (0,84 + 0.16 B/L) N_{CC}$
Excavación Larga	$L > 5B$	N_{CL} es mínimo

Fig. 25 Falla de Fondo

En ocasiones, debajo del fondo de la excavación, y a relativamente poca profundidad, existe un estrato paralelo a la

superficie del fondo, o casi paralelo, cuya resistencia es muy alta; en estos casos, el análisis de la falla de fondo se realiza en un ancho parcial, tal como se indica en la figura 26.

De la misma manera, cuando la excavación es muy ancha, el análisis de falla por el fondo se hará considerando anchos menores a los de la excavación, pues la falla se puede presentar en anchos menores y no necesariamente abarcando todo el ancho, lo que implicaría movilizar la resistencia del suelo a profundidades muy grandes.

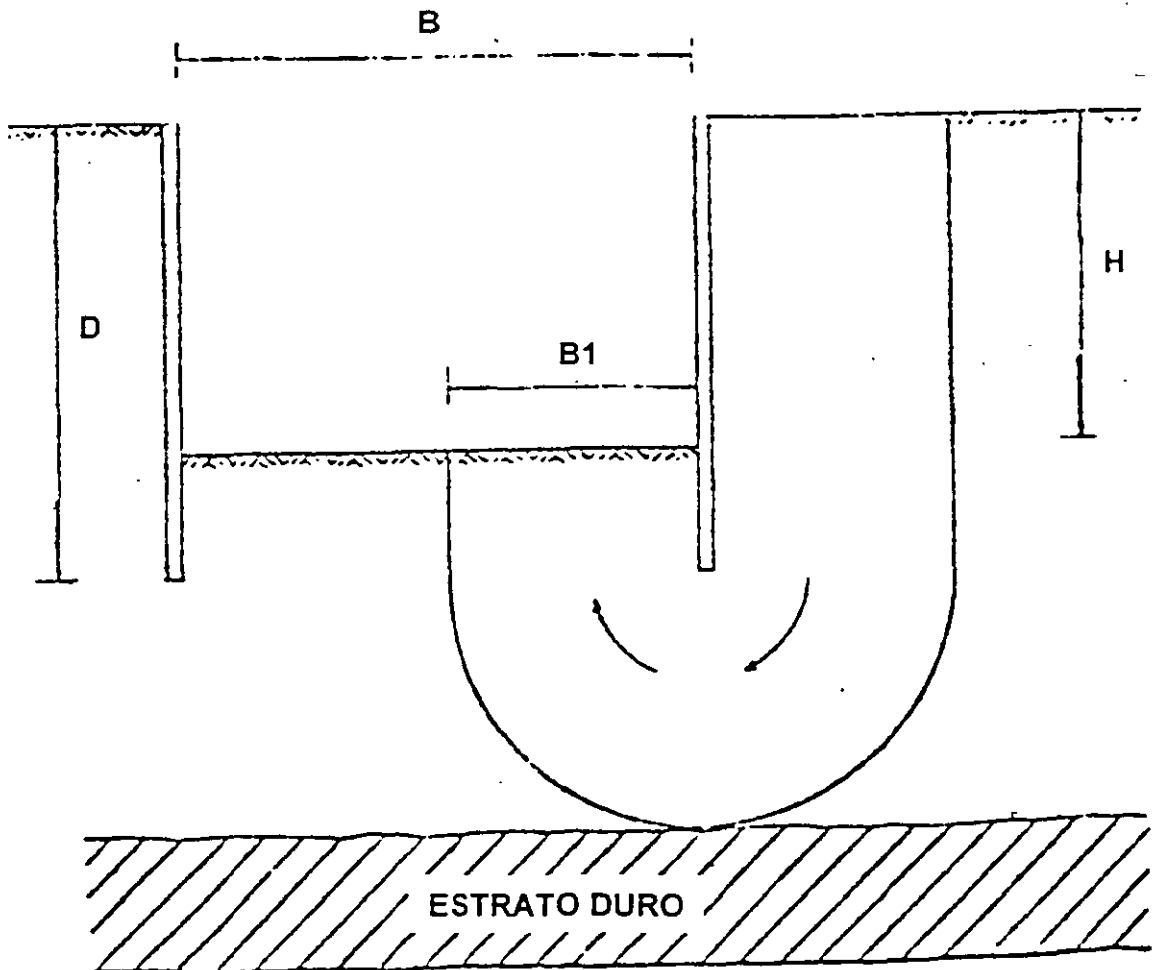


Fig. 26 Falla de fondo con la presencia de estratos duros o en excavaciones muy anchas.

Número de Estabilidad

Este número " N_e ", fue propuesto por Peck, e indica el nivel del estado de esfuerzos en el que se encuentra el suelo del fondo de la excavación. El valor de N_e está dado por la siguiente expresión:

$$N_e = \gamma H / c$$

Cuando N_e es mayor que 4 o 5, el suelo del fondo de la excavación tiende a un estado de esfuerzos plástico, o se dice que "se plastifica", lo que significa que las deformaciones se incrementan hasta el rango plástico y la falla de fondo está latente, produciéndose además grandes deformaciones en la superficie.

Cuando N_e es menor que 4, el estado de esfuerzos de la masa de suelo del fondo de la excavación se comporta elásticamente, no hay riesgo de una falla de fondo y las deformaciones en la superficie se mantienen dentro de límites aceptables.

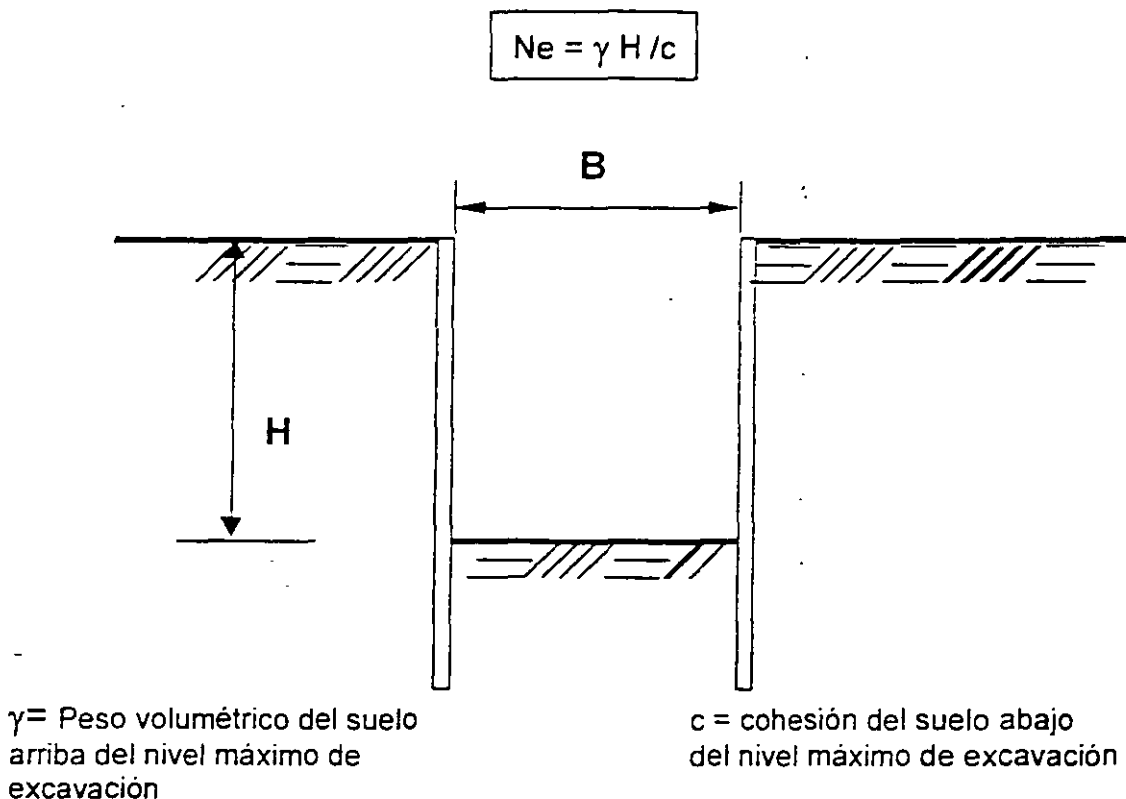


Fig. 27 Número de Estabilidad

Es importante considerar la influencia que tiene el flujo de agua hacia el interior de la excavación en la estabilidad del fondo de la misma, el cual, de no controlarse, crea en el fondo fuerzas de filtración ascendentes que tienden a favorecer la falla.

Expansiones

La remoción de tierra durante una excavación, produce una descarga de tipo elástico en los estratos de suelo que se encuentran bajo el fondo de ésta. Tal descarga, se traduce en una expansión de los estratos afectados por la misma. La magnitud de estas expansiones inmediatas depende del tipo de suelo, si éste es arcilloso, las expansiones serán más importantes que si el suelo es de tipo arenoso o friccionante.

Las expansiones también dependen de las dimensiones del área excavada, de la profundidad, del coeficiente de expansibilidad del suelo (en el caso de arcillas), o del módulo de elasticidad (en el caso de suelos friccionantes), y del tiempo que la excavación dure abierta (factor muy importante para suelos arcillosos).

El fenómeno de expansión durante la excavación, presenta dos etapas: la primera corresponde a una expansión relativamente rápida, que se verifica a la misma velocidad que el avance de la excavación y que responde a un fenómeno de tipo elástico. La segunda, más lenta, va acompañada por un incremento en el contenido de agua de la arcilla y asociada a cambio de volumen, y es un proceso que se prolonga con el tiempo, debido a lo cual, es importante mantener el menor tiempo posible la excavación abierta. La expansión del primer tipo corresponde más con un suelo friccionante, la segunda, con un suelo arcilloso.

Expansiones Inmediatas

Como se mencionó anteriormente, las expansiones inmediatas que se presentan durante una excavación, están en función del área excavada, de la profundidad y del tiempo que la excavación esté abierta; por lo tanto, estas expansiones pueden ser valuadas de acuerdo con la siguiente expresión.

$$\exp = q B [(1 - \mu^2) / E] I_w$$

$$Exp = q B \frac{(1 - \mu^2)}{E} I_w$$

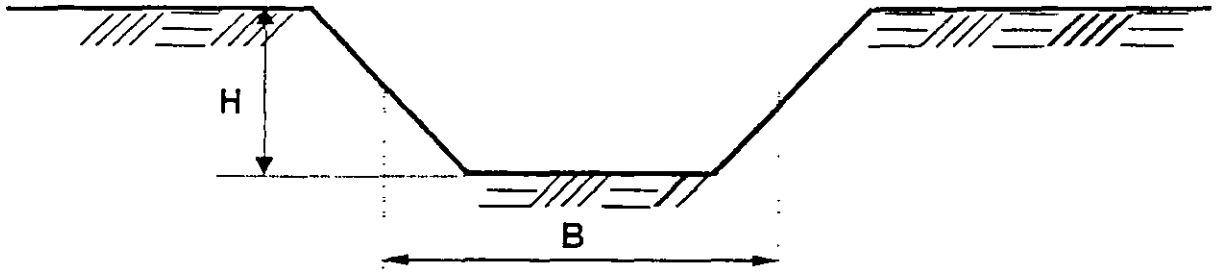


Fig. 28 Expansiones inmediatas en una excavación

Donde q es la descarga por la excavación, B el ancho de la excavación, μ es el módulo de Poisson del suelo (para arcillas $\mu = 0.4$ a 0.5 y en arenas $\mu = 0.20$ a 0.35), E es el Módulo de Elasticidad obtenido en prueba de compresión triaxial rápida, e I_w es un factor de influencia que depende de L , ancho de la excavación y de B . Los valores de I_w se indican en la tabla de la figura 29.

FORMA DE LA EXCAVACIÓN	I_w
CUADRADA	1.12
RECTANGULAR	
(L/B)	
1.5	1.36
2.0	1.53
5.0	2.10
10	2.54
100	4.01

Fig. 29 Valores de I_w para expansiones elásticas inmediatas

Algunas medidas para reducir las expansiones

A continuación se indican algunas medidas que han comprobado su valor práctico para disminuir expansiones, movimientos que posteriormente se traducirán en asentamientos de la estructura.

Excavación por etapas

La realización de una excavación por etapas disminuye importantemente el valor de las expansiones en suelos blandos cohesivos, debido a que, como se vio anteriormente, las dimensiones del área excavada influyen grandemente en la magnitud de las expansiones.

En suelos granulares friccionantes, el fragmentar la excavación por etapas, no tiene ningún efecto, ya que en estos suelos, las expansiones son mínimas, se presentan de inmediato y no son importantes para la estabilidad durante la excavación ni en el largo plazo.

Abatimiento del nivel freático

Otro factor que contribuye importantemente a controlar las expansiones durante la excavación, en suelos blandos cohesivos, cuando ésta se realiza bajo el nivel freático, es el abatimiento de dicho nivel, ya que el bombeo del agua induce al subsuelo una sobrecarga, al cambiar su estado de sumergido a saturado. Esta sobrecarga contrarresta parcialmente la descarga que sufre el fondo de la excavación debido a la remoción del suelo.

En suelos granulares o friccionantes, el abatimiento no genera este efecto, y el bombeo del agua freática sólo ayuda a mantener seca y limpia la excavación.

Disminución del tiempo que dura abierta la excavación

Es importante señalar, que otro de los factores que influyen en el valor de las expansiones en suelos blandos cohesivos, es el

tiempo que la excavación dure abierta, por lo que una vez que se alcance la profundidad de desplante, se proceda de inmediato a la construcción de la losa de cimentación en el mínimo tiempo posible. Esta medida puede disminuir importantemente el valor de las expansiones totales en suelos o arcillas blandas.

III ANCLAJES

La instalación de anclas constituye una forma efectiva de estabilizar muros de contención, taludes, o excavaciones con paredes verticales.

Las anclas proporcionan fuerzas de tensión que deben ser capaces de tomar los empujes horizontales que actúan sobre las estructuras de contención, o mejorar, en los taludes, las condiciones de estabilidad de la masa de suelo que tiende a deslizarse, de manera que su trabajo incremente sustancialmente el factor de seguridad contra deslizamiento. El valor de la fuerza que proporcionen las anclas, estará en función del tipo de trabajo del ancla y del tipo de suelo o roca en el que se instalan.

El enfoque del diseño de las anclas está regido, al igual que el de la estabilidad de los taludes, por su trabajo a corto o largo plazos, por lo que un criterio general puede ser que los factores de seguridad de las anclas utilizadas durante excavaciones temporales con fines de cimentación, puedan admitir valores menores que aquellos correspondientes a los taludes que permanezcan abiertos por toda la vida útil de la obra, como pueden ser, por ejemplo, los taludes carreteros; en este caso, el factor de seguridad deberá tener un valor mayor.

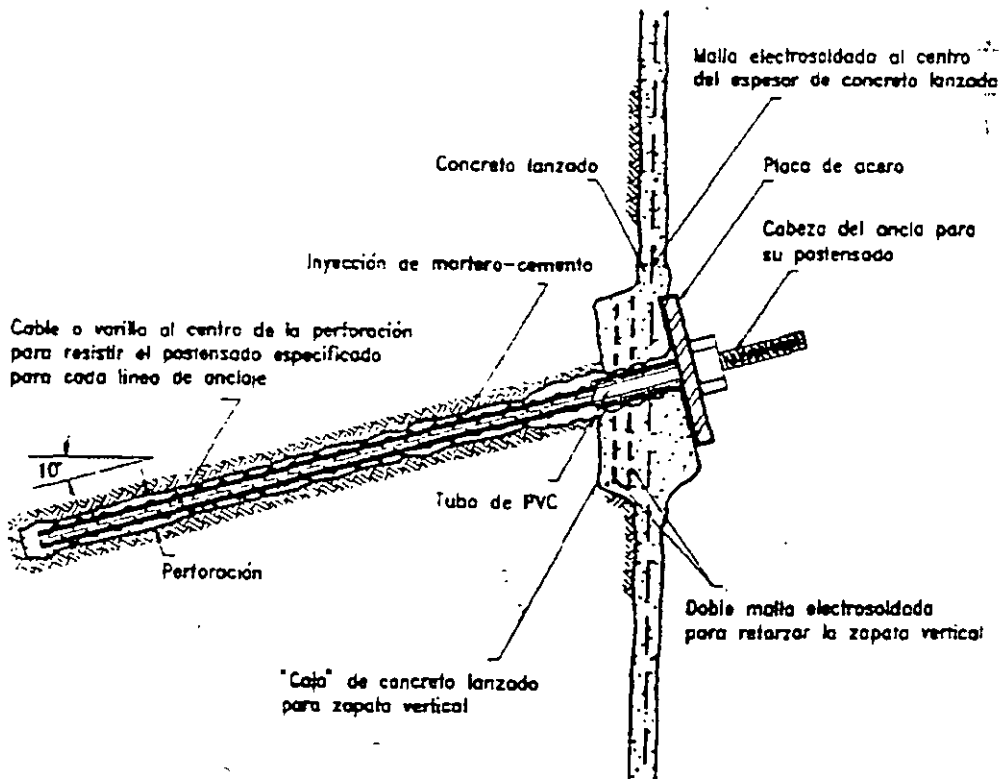
Otro aspecto muy importante es el que una vez desarrollado el diseño del sistema de anclaje, ya sea para un talud o para un muro de contención, deberán llevarse a cabo pruebas de campo de extracción de las anclas, con objeto de confirmar o corregir los valores obtenidos durante el diseño, y en su caso, replantear el diseño o la solución del número, diámetro, y longitud de las anclas.

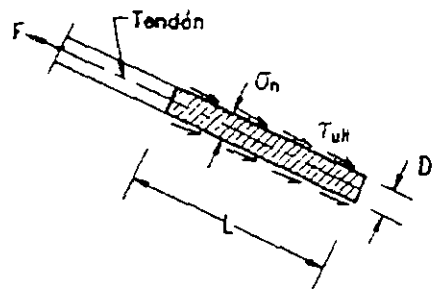
El criterio que deberá seguirse para la falla de las anclas durante las pruebas de campo, es que primero debe fallar el ancla de acero por fluencia a la tensión. Si el ancla falla por el deslizamiento del contacto suelo-inyección (fricción), se considera que el ancla está insuficientemente diseñada y habrá que revisar nuevamente todo el diseño.

Tipos de anclas

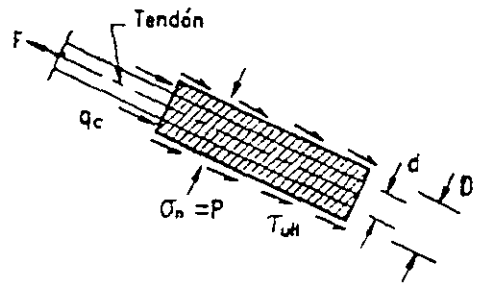
Las anclas generalmente trabajan de dos formas: anclas que proporcionan la tensión trabajando en la zona de la punta mediante un sistema mecánico que "expande o atora" el ancla en su extremo y queda trabada al suelo o a la roca. Se instalan en una perforación que generalmente se inyecta con una lechada o mortero en toda su longitud, para evitar corrosión. Este tipo de anclas generalmente son desarrolladas por empresas que las fabrican y que cuentan con patentes de sus productos.

El otro tipo, que constituye el más común, son las anclas de "fricción", que consisten en una varilla de acero que se instala dentro de una perforación, inyectando en una cierta longitud, una lechada rica en cemento, enriquecida algunas veces con resinas epóxicas, con objeto de proporcionar una "longitud de anclaje" que es proporcionada por la fricción desarrollada contra el suelo o la roca.

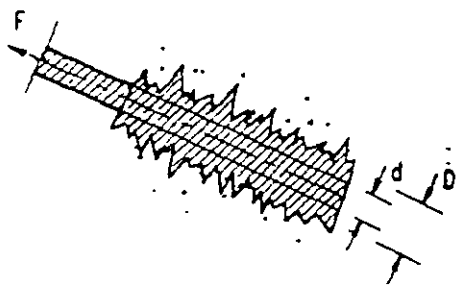




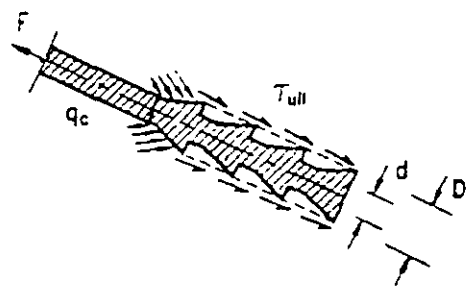
a) Ancla de flecha recta colada sin presión



b) Ancla de desplazamiento o inyección con baja presión



c) Ancla de desplazamiento a inyección con alta presión

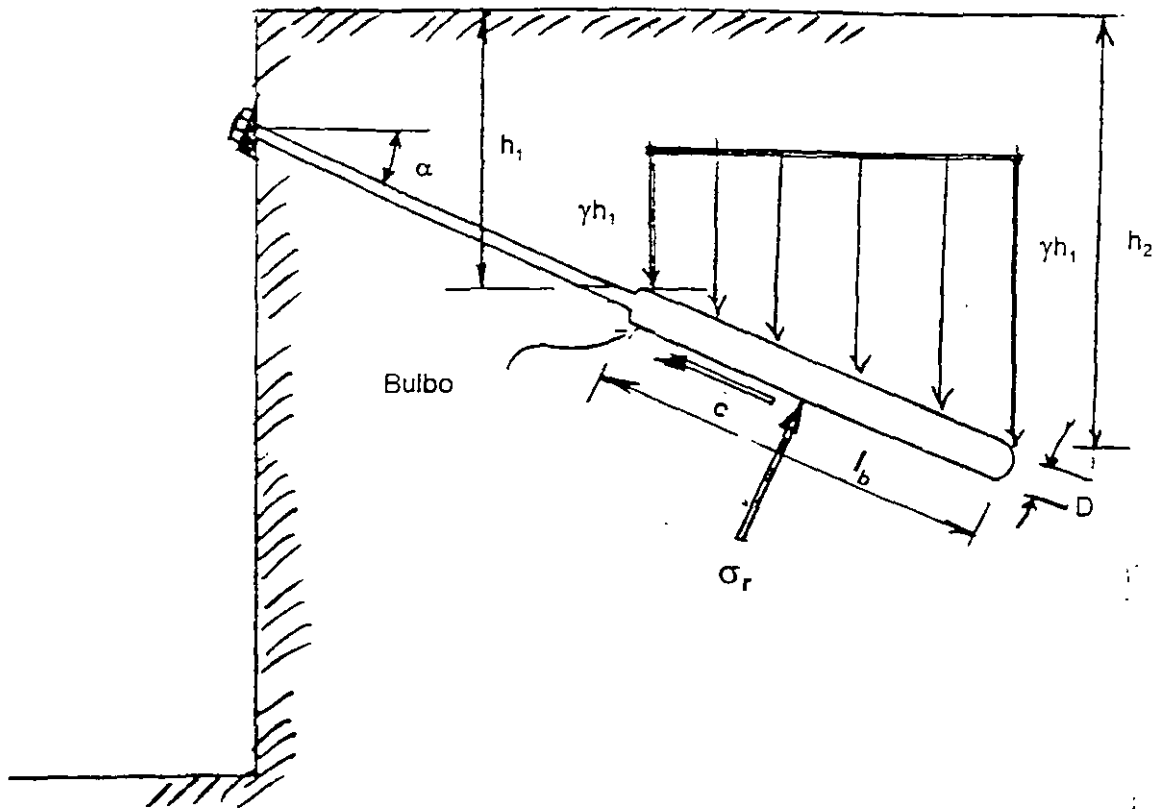


d) Ancla de perforación abocardada

Fig. 30 a Tipos de Ancas

Diseño

Un criterio para el diseño de los anclajes trabajando por fricción, consiste en considerar los esfuerzos que se presentan en el "bulbo" del ancla, debidos por una parte, a la fricción de la pared de dicho bulbo en contacto con el suelo, y por otra al esfuerzo tangencial efectivo producido por las fuerzas normales que se presentan en el bulbo, según se indica en la figura 31. El esfuerzo radial σ_r



- c = cohesión
- γ = peso volumétrico del suelo
- L_b = longitud del bulbo
- D = diámetro del ancla
- α = ángulo de inclinación del ancla
- k_0 = Coeficiente de empuje en reposo
- σ_r = esfuerzo radial

Fig. 31 Fuerzas que intervienen en las anclas de fricción

El esfuerzo radial σ_r que actúa sobre el bulbo del ancla valdrá:

$$\sigma_r = c + k_0 \sigma_n \tan \phi$$

El esfuerzo normal vale: $\sigma_n = [(\gamma h_1 + \gamma h_2) / 2] \cos \alpha$

y el radial: $\sigma_r = c + k_0 [(\gamma h_1 + \gamma h_2) / 2] \cos \alpha \cdot \tan \phi$

el área perimetral del bulbo vale: $A_p = \pi D L_b$

la fuerza total de tensión F_T vale: $F_T = A_p \sigma_r$

y aplicando un Factor de Seguridad FS de 2.0 la fuerza de tensión de trabajo F_{trabajo} que proporcionará el ancla será:

$$F_{\text{trabajo}} = F_T / FS$$

IV Control de Filtraciones

Cuando la construcción de una cimentación requiere de una excavación bajo el nivel freático, es necesario realizar un abatimiento de dicho nivel por debajo de la profundidad de desplante. El abatimiento del nivel freático es necesario por las siguientes razones:

- Intercepta el flujo de agua que se presenta en taludes y en el fondo de la excavación, manteniéndola seca.
- En el caso de excavaciones con taludes, incrementa la estabilidad de estos,
- En excavaciones ademadas, favorece el factor de seguridad contra falla de fondo.
- En excavaciones en suelos arcillosos, de alta compresibilidad bajo carga, y alta expansibilidad al descargarlos, el abatimiento del nivel freático ayuda a controlar las expansiones que se producen durante la excavación, Al disminuir las expansiones, se garantiza que la resistencia al corte del suelo que subyace a la excavación no disminuya considerablemente, conservando los Factores de Seguridad que se tienen contra la falla por el fondo de la excavación.
- Disminuye las presiones de poro en las arcillas, garantizando por lo tanto que el valor de la resistencia al corte no disminuya con el tiempo, ya que este valor es fundamental en la estabilidad de la excavación.

Métodos de abatimiento del nivel freático.

El nivel freático puede abatirse empleando métodos cuya elección dependerá del tamaño y profundidad de la excavación, de las condiciones geológicas y de las características del suelo. Para lograr un abatimiento efectivo, es de fundamental importancia que el sistema esté bien diseñado, instalado y operado.

En la figura 32 se presenta en una gráfica el sistema de abatimiento que es recomendable utilizar en función de la granulometría del suelo en el que se desea realizar el abatimiento.

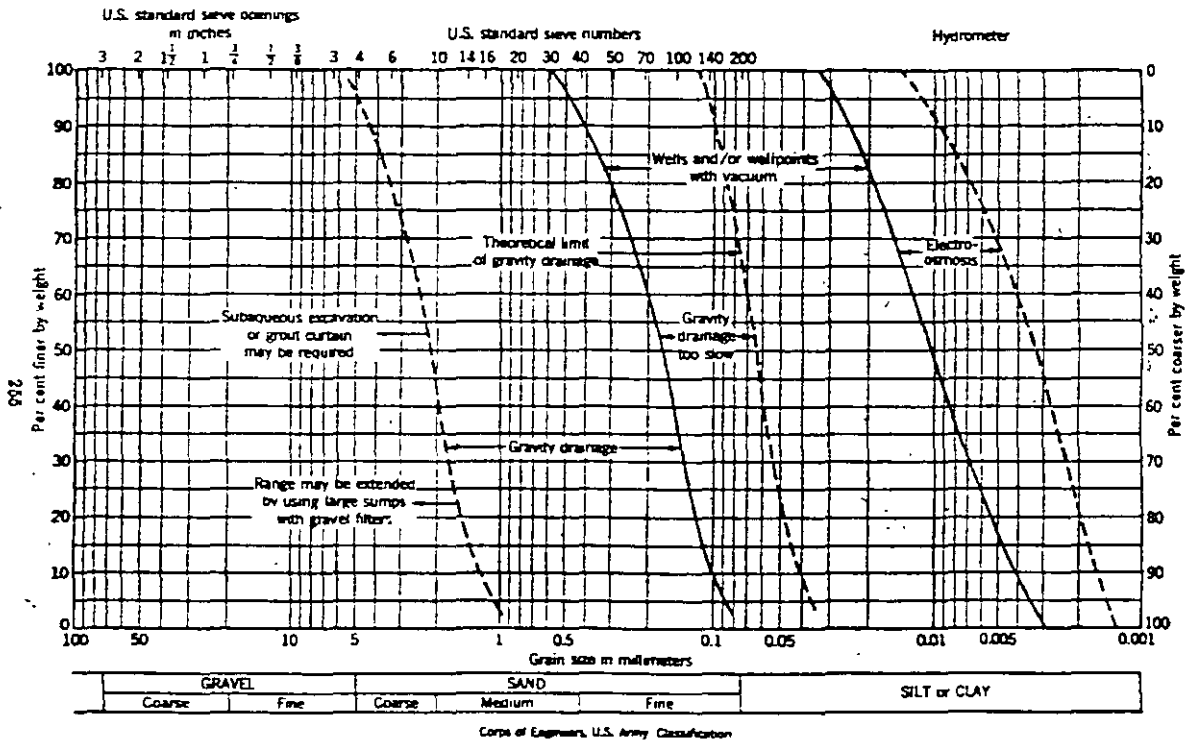


Fig. 32 Sistema de abatimiento aplicable a diferentes suelos

Zanjas y cárcamos

En excavaciones pequeñas y en algunos tipos de suelos (densos o cementados), es a veces posible permitir flujo de agua en los taludes para colectarlos en zanjas que reconozcan a cárcamos desde los cuales el agua puede extraerse por medio de bombas autocebantes, según se ilustra en la figura 33.

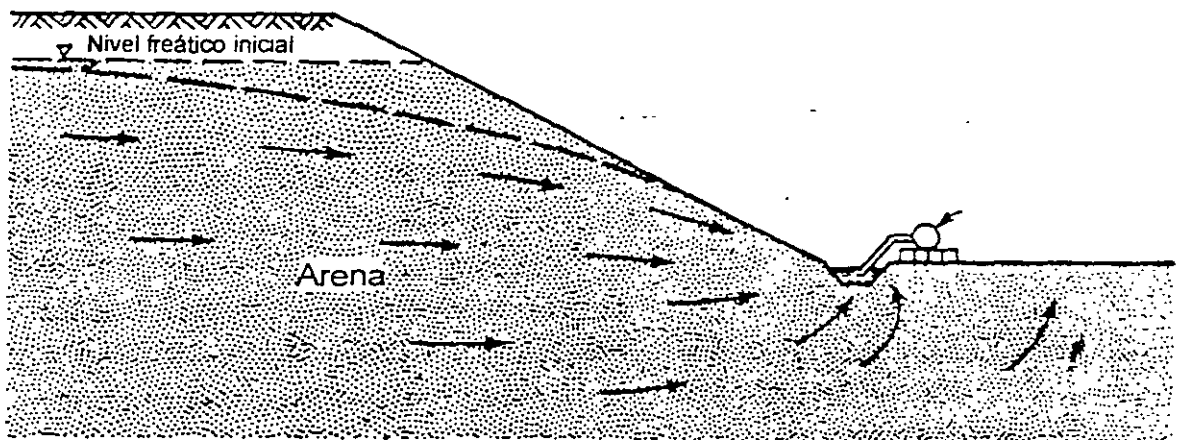


Fig. 33 Abatimiento del nivel freático utilizando zanjas y cárcamos.

En ocasiones es necesario colocar filtros tanto en las zanjas como en los cárcamos, con objeto de prevenir arrastres de material, principalmente cuando el suelo contiene lentes de arena fina o limo arenoso.

Pozos punta o Well points

El nivel freático en materiales granulares puede ser abatido por medio de pozos punta o Well points, a profundidades hasta de aproximadamente 5.0 m. Un pozo punta es un tubo perforado de aproximadamente 1.0 m de longitud y $\frac{1}{2}$ " de diámetro, cubierto por una malla cilíndrica con objeto de no permitir la entrada de partículas finas. En el fondo del tubo, lleva insertada una cabeza, la cual permite instalar el pozo por medio de "chifloneo", sin necesidad de maniobras de hincado.

Para abatir el nivel, los pozos se colocan en una línea separados entre sí de 1.00 m a 2.00 m, y conectados a una tubería principal en la superficie del terreno, la cual es conectada a la bomba de succión. En la figura 34 se muestra una instalación típica de este sistema.

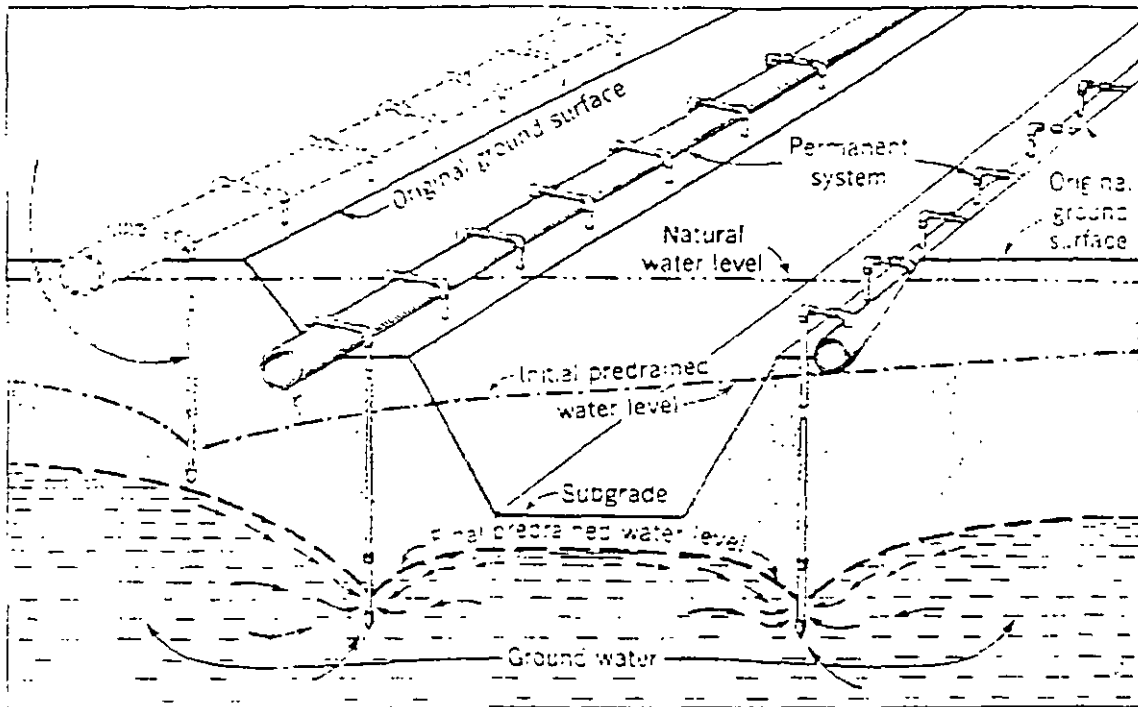


Fig. 34 Instalación típica de un sistema de abatimiento mediante el uso de pozos punta

Si la profundidad de la excavación es mayor que 5.0 m bajo el nivel freático, se requieren varias etapas de pozos punta, las cuales se van instalando conforme avanza la excavación. En la figura 35 se muestra un sistema múltiple de pozos punta.

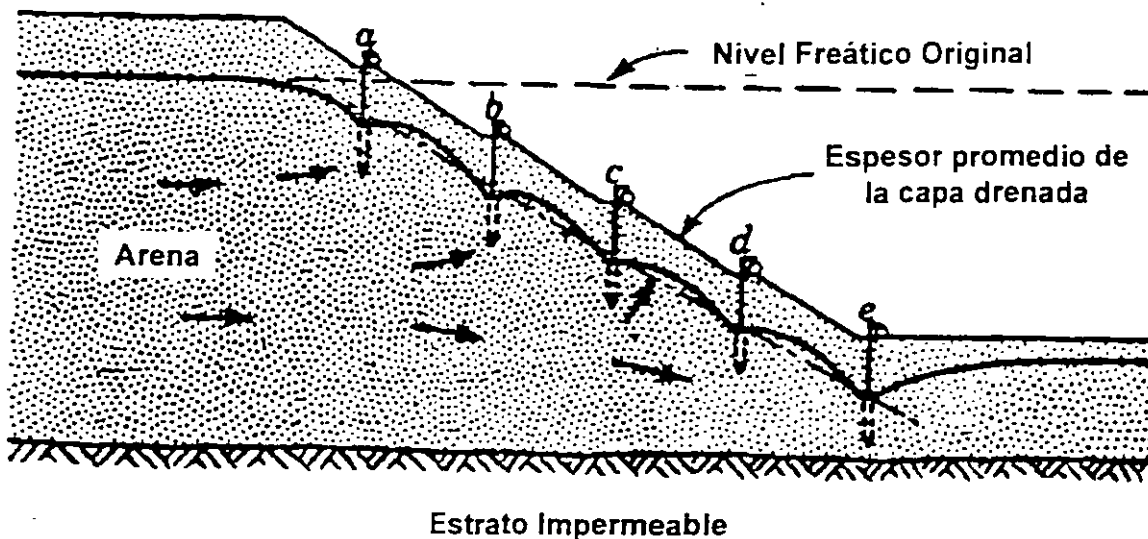


Fig. 35 Sistema múltiple de pozos punta en excavaciones a cielo abierto

Bombeo profundo

Para excavaciones muy profundas en materiales permeables, un sistema de pozos profundos puede ser más seguro y económico para abatir el nivel freático que el sistema de pozos punta. En la figura 36 se muestra un esquema típico de este tipo de sistema de abatimiento.

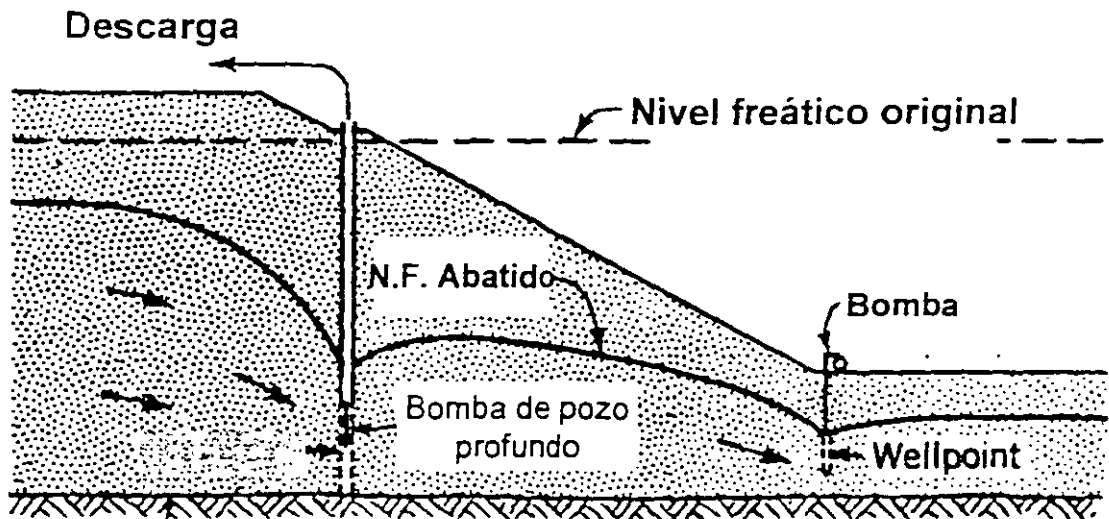


Fig. 36 Bombeo con pozos profundos

Cada pozo de bombeo consta de los siguientes elementos: perforación, ademe, filtro y bombas de pozo profundo.

El diámetro de la perforación de este tipo de pozos varía entre 15 y 60 cm y su profundidad depende de la profundidad de excavación; en su interior se coloca un ademe ranurado de diámetro tal, que deje un espacio entre las paredes del pozo y las del ademe suficiente para colocar un filtro.

Para evitar que el filtro pase al interior del ademe, si las ranuras del mismo son grandes, se coloca una malla alrededor de este, de tal manera que cubra perfectamente las ranuras. Dentro del ademe se coloca la bomba de pozo profundo.

Pozos con sistema de vacío

Cuando la permeabilidad del suelo en el cual se desea abatir el nivel freático es baja ($k = 10^{-3}$ a 10^{-5} cm/seg), el abatimiento no puede hacerse simplemente por los métodos de bombeo por gravedad, debido a que las fuerzas capilares evitan el flujo de agua en los huecos del suelo. En estos casos, el abatimiento tiene que realizarse induciendo vacío en los pozos de bombeo.

Este sistema consiste en pozos construidos como se señaló anteriormente, pero sellando la parte superior con un material impermeable constituido por arcilla o bentonita. El bombeo se hace con un equipo capaz de mantener un vacío en el pozo y en filtro que lo rodea. Esto produce una diferencia entre la presión atmosférica y la presión alrededor del pozo, incrementando con ello el flujo de agua hacia el mismo. En la figura 37 se ilustra este sistema.

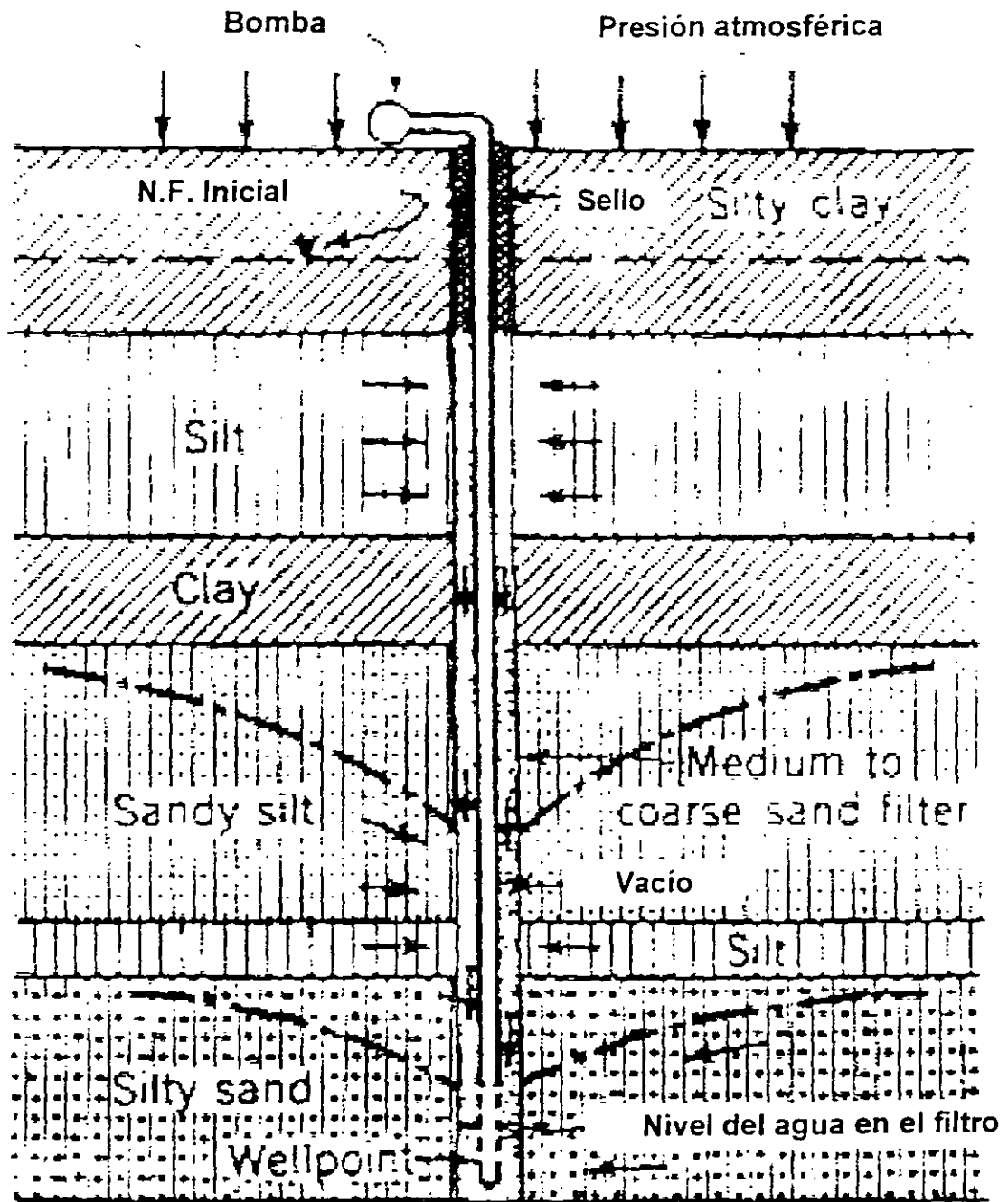


Fig. 37 Pozo con sistema de vacío

Electroósmosis

En la mayoría de los suelos en los que se realizan excavaciones bajo el nivel freático, este puede ser abatido por alguno

de los métodos anteriormente descritos o por combinaciones de ellos, sin embargo, algunos materiales como limos, limos arcillosos, arenas arcillosas y arcillas, que son materiales muy impermeables, no pueden ser drenados por gravedad debido a que su baja permeabilidad hidráulica hace que el efecto de la extracción de agua del subsuelo se propague muy lentamente, con el consiguiente retraso en la ejecución de la obra.

Para acelerar el proceso de abatimiento, se ha recurrido a la aplicación del fenómeno electrosmótico, haciendo uso del efecto acelerador de flujo de agua producido por una corriente eléctrica continua aplicada al suelo.

Si dos electrodos son introducidos en el suelo y se les aplica una corriente eléctrica continua, el agua contenida en el suelo tenderá a emigrar del polo positivo (ánodo) al polo negativo (cátodo). Si el pozo de bombeo lo convertimos en cátodo, el agua que fluye hacia él, puede ser extraída del subsuelo por bombeo. En la figura 38 se muestra una instalación típica de este tipo de bombeo.

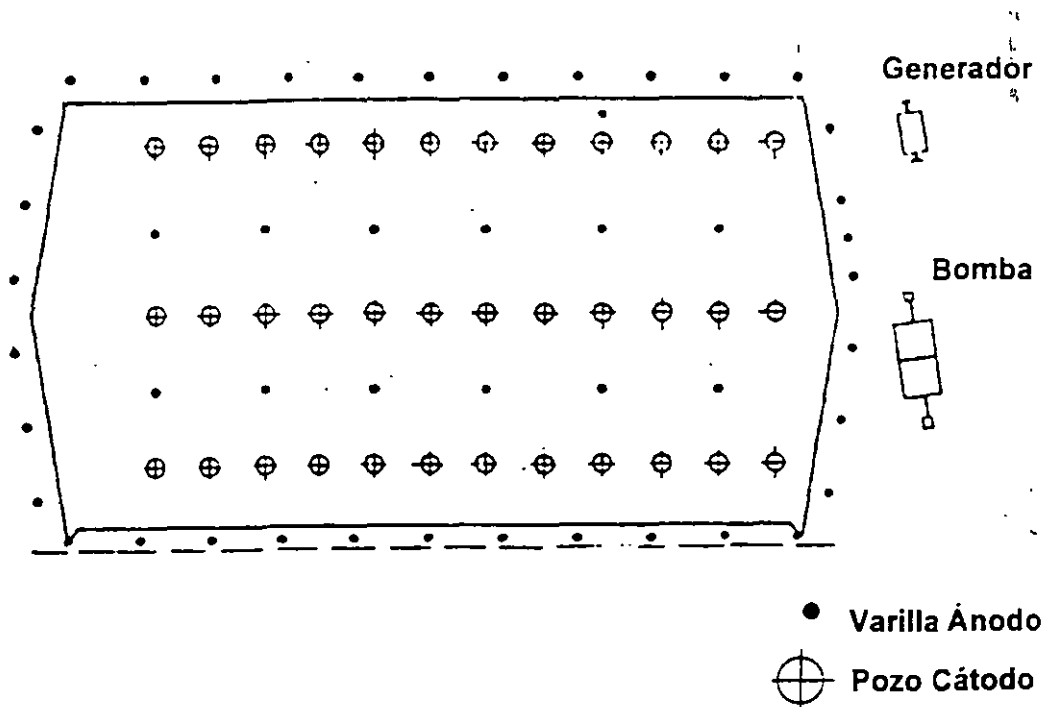


Fig. 38 Instalación típica de un sistema de bombeo usando electroósmosis

Diseño del procedimiento constructivo

Una vez conociendo todos los factores que intervienen en el procedimiento constructivo de una cimentación, debe procederse a elaborar un programa de avance del procedimiento, considerando todos los análisis que son necesarios para que la construcción de la cimentación sea rápida, segura y evite daños a las estructuras vecinas.

Para fines de ilustración del procedimiento constructivo supóngase el siguiente problema. Se construirá una cimentación de una estructura en un área de 20.0 m por 30.0 m con las colindancias que se indican en la figura 39. La profundidad de la excavación está obligada y es de 5.50 m y la profundidad del nivel freático es de 2.0 m. El suelo en el que se va a hacer la excavación es una arcilla muy blanda. Las etapas que siguen son la siguientes:

- Dado que la cimentación tiene colindancias que no deben dañarse, será necesario que la excavación se efectúe entre estructuras de contención.
- Para elegir la estructura de contención más apropiada debe tenerse presente que no pueden admitirse movimientos excesivos ni filtraciones hacia la excavación que abatan parcialmente el nivel freático exterior, por lo que la estructura seleccionada deberá tener cierta rigidez e impermeabilidad.

Probablemente un muro de concreto colado en sitio o prefabricado, sean las estructuras más convenientes. No se recomienda el uso de tablaestaca de vigueta y tablonés (Muro Berlín) o ataguías metálicas, pues su flexibilidad requiere un mayor apuntalamiento y puede dar lugar a movimientos excesivos.

- Definido el tipo de tablaestaca, se procede a determinar su sección y sus dimensiones, las cuales están en función de las dimensiones del elemento excavador si se trata de muros colados en sitio o de muros precolados, y de la profundidad de la excavación.
- Usualmente se considera un empotramiento mínimo de la tablaestaca, que si los análisis no indican algo diferente, puede ser del orden de 2.00 m a partir de la máxima profundidad de excavación.

- Elegida la estructura de contención se procede a definir el método de abatimiento del nivel freático y por tanto a elegir el tipo y distribución de pozos de bombeo, tomando en cuenta todas las indicaciones mencionadas en el párrafo de control de filtraciones. En la figura 40 se indica una distribución de pozos de bombeo.
- Definido el bombeo se programan las etapas de excavación cuyas dimensiones están en función de las distancias entre los ejes de las columnas, del equipo de excavación con que se cuente, de la magnitud de las expansiones inmediatas y del riesgo de falla de fondo. Algunas veces se recomienda efectuar una excavación previa en toda el área a 1.0 m o 1.50 m de profundidad, para descubrir vestigios de cimentaciones.
- Cada etapa estará limitada por taludes cuya inclinación deberá definirse de acuerdo con el tipo de suelo y con los análisis de estabilidad mencionados en el capítulo de excavaciones con taludes, figura 41.
- A continuación se debe definir el apuntalamiento de manera que no exista ninguna parte de la tablaestaca que quede libre. Los puntales pueden apoyarse sobre las partes de la cimentación ya construidas en etapas anteriores y colocarlos en zanja antes de la excavación de las etapas colindante con la tablaestaca.

El diseño de los puntales puede efectuarse con el criterio simplificado que se mencionó en el párrafo de empujes horizontales.

Terminado el diseño del procedimiento constructivo, es necesario elaborar planos ejecutivos con todos los cortes y detalles que no dejen lugar a ninguna duda por parte del constructor y del supervisor. Asimismo se deberá proceder a elaborar las especificaciones correspondientes por escrito, con todos los pasos que debe seguir el procedimiento constructivo, así como el funcionamiento del sistema de bombeo, indicando tiempos, condiciones, detalles, etc de la construcción, a fin de que las conozca y las cumpla el constructor de la obra.

Se elaborará también un programa de instrumentación a fin de conocer con exactitud y oportunidad todos los movimientos y deformaciones del suelo y de las colindancias.

Todas estas actividades deben realizarse conjuntamente entre los ingenieros proyectistas, los constructores, los supervisores, y de ser posible el dueño, para que cada uno aporte las condicionantes necesarias de sus áreas y puedan ponerse de acuerdo para lograr las mejores y más económicas soluciones que conduzcan a una excavación exitosa, económica y sin fallas. A este proceso en algunos países se le denomina "Constructability".

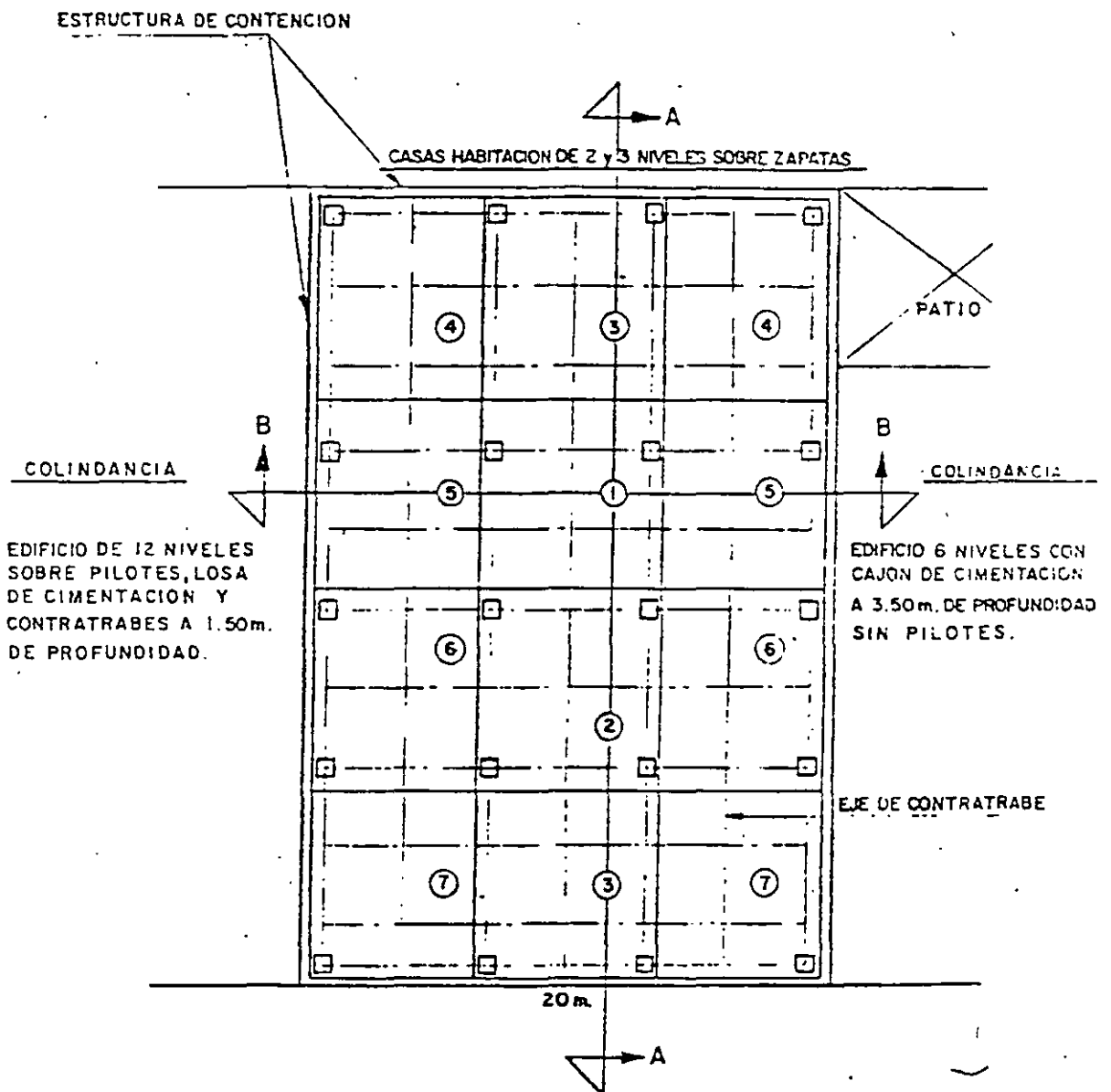


Fig. 39 Etapas de excavación y procedimiento constructivo

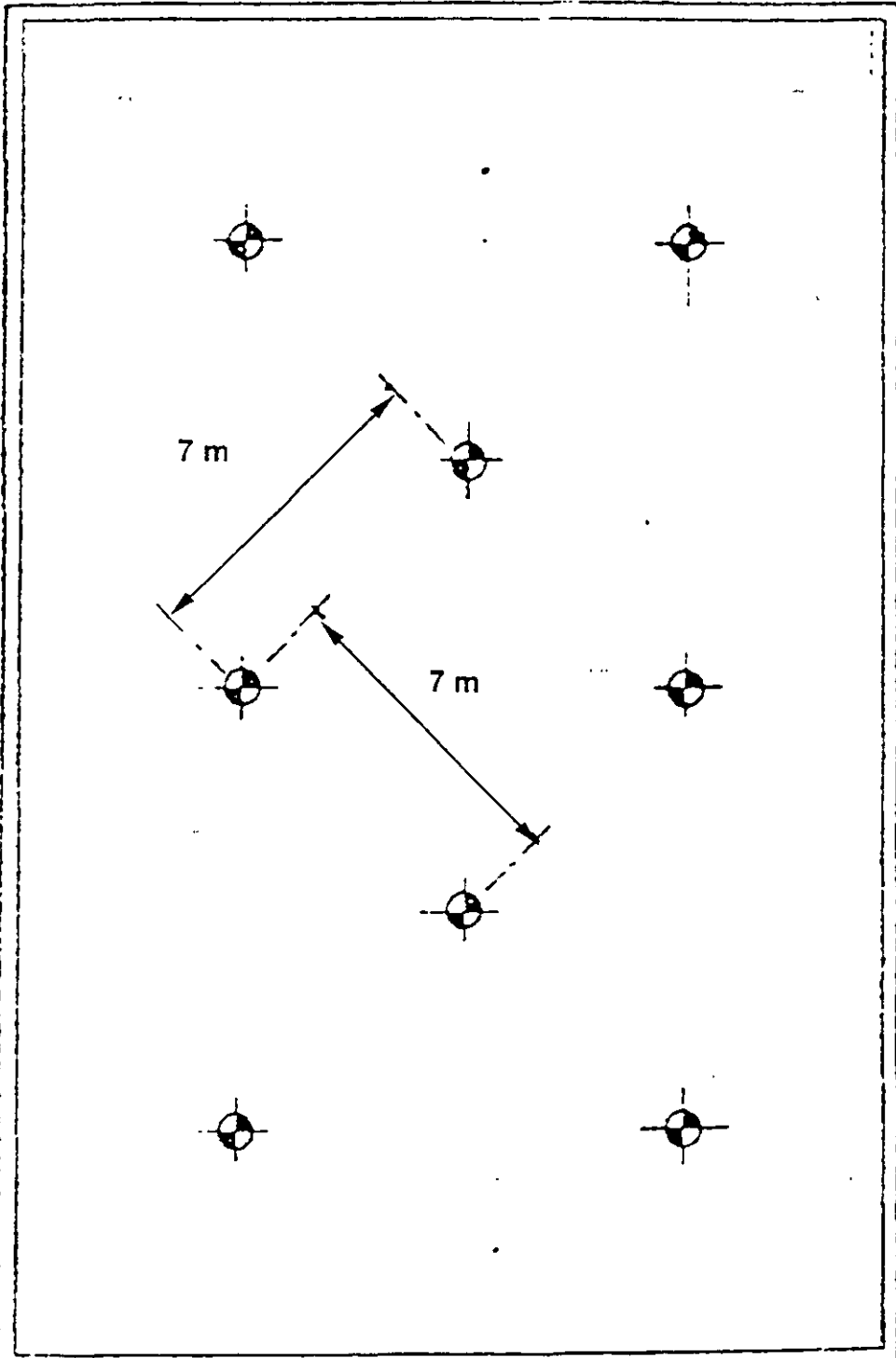
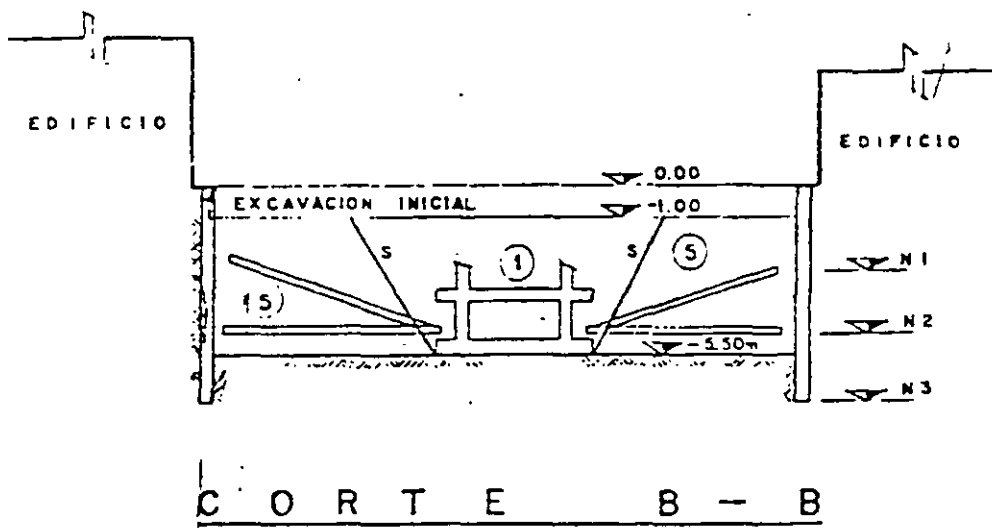
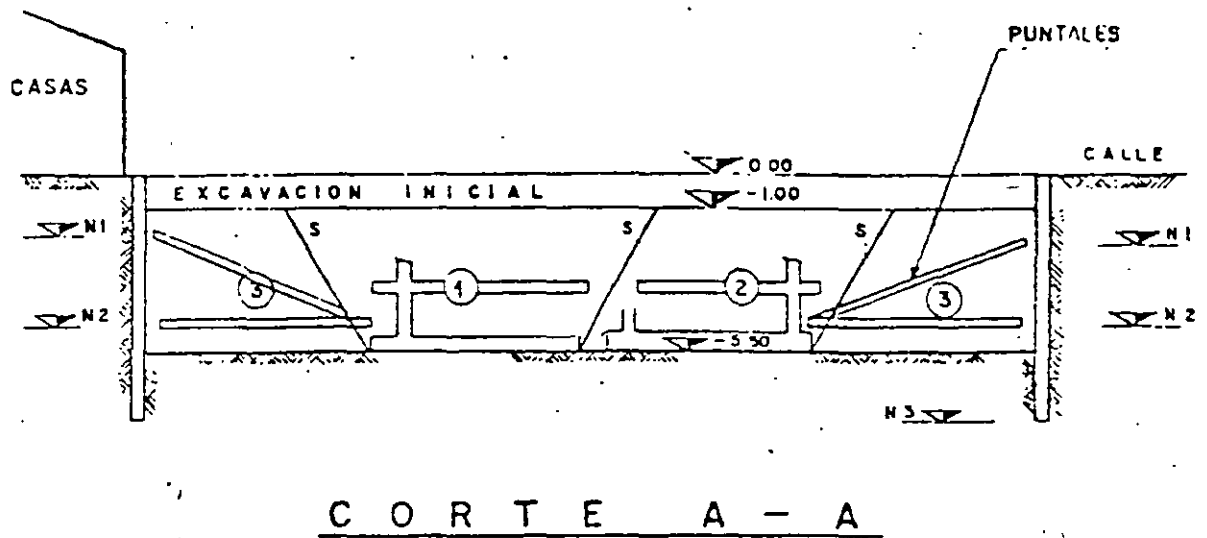


Fig. 40 Distribución de pozos de bombeo



- N 1 = NIVEL SUPERIOR DE PUNTALES
- N 2 = NIVEL INFERIOR DE PUNTALES
- N 3 = NIVEL DE EMPOTRAMIENTO DE TABLESTACA
- S = PENDIENTE DEL TALUD

Fig. 41 Procedimiento constructivo y apuntalamiento

Daños a estructuras vecinas

Los efectos de la construcción de cimentaciones en estructuras vecinas, son un factor importante para seleccionar el procedimiento de construcción más adecuado.

Los daños que se producen en estructuras vecinas debido a las operaciones de construcción de una cimentación, dependen básicamente del tipo, rapidez y magnitud del movimiento que el edificio sufra, así como del tipo de construcción (rígida o flexible), edad y condiciones existentes del mismo.

A continuación se menciona a grandes rasgos los casos más comunes de movimientos de estructuras vecinas debidos a las operaciones de la construcción.

Movimientos asociados con una excavación

La remoción de suelo durante una excavación, produce siempre un cambio en el estado de esfuerzos del suelo, tanto bajo el fondo de la excavación como en sus lados, ocasionando con ello deformaciones de la masa de suelo que generalmente se traducen en asentamientos del área vecina a la excavación.

Un procedimiento de construcción diseñado de acuerdo a todo lo mencionado en los capítulos anteriores, eliminará al máximo las deformaciones de la masa de suelo y disminuirá los posibles daños que se puedan producir en las áreas vecinas.

Asentamientos debidos al abatimiento del nivel freático

Como ya se mencionó, cuando el nivel freático es abatido, la presión efectiva de la masa de suelo afectada por dicho abatimiento se incrementa al cambiar el estado del mismo de sumergido a saturado, produciendo con ello una sobrecarga en toda la zona afectada por el abatimiento.

Cuando el suelo en el que se hace el abatimiento es arenoso y prácticamente incompresible, el incremento en la presión efectiva no produce asentamientos importantes, excepto en el caso que la arena sea extremadamente suelta. Sin embargo, en materiales compresibles como arcillas y limos, la sobrecarga inducida por el

abatimiento puede producir grandes asentamientos en el área de influencia del mismo, sobretodo, si las condiciones de drenaje de los estratos compresibles son adecuadas.

Una de las formas de evitar al máximo estos asentamientos, es ademar la excavación con una estructura impermeable, con objeto de evitar que el abatimiento se prolongue más allá de los límites de la excavación.

Cuando la estructura de contención no sea lo suficientemente impermeable para eliminar el abatimiento por fuera del área excavada, ya sea por defectos de construcción, por problemas en el hincado de la misma, o por el propio diseño de la ataguia, es necesario algunas veces instalar pozos de recarga de nivel freático en la periferia de la excavación para disminuir los asentamientos por bombeo, inyectando a través de los mismos el agua que se bombea del interior de la excavación.

Algunos pasos para prevenir daños en estructuras vecinas

Los pasos que deben tomarse en cuenta para evitar al máximo que la construcción de la cimentación produzca daños en propiedades adyacentes son:

- Levantar planos de las estructuras, determinar el tipo de cimentación de las mismas, estimar las cargas que se transmiten al subsuelo y establecer los movimientos permisibles.
- Evaluar las condiciones del subsuelo y métodos probables de construcción.
- Verificar el comportamiento pasado de la construcción.
- Diseñar el sistema provisional de soporte del suelo durante la excavación, definir el tipo de abatimiento y establecer el procedimiento de construcción.
- Hacer un levantamiento notarial de las condiciones técnicas y de estabilidad en que se encuentran las estructuras vecinas
- Establecer programas de vigilancia para verificar el comportamiento de las estructuras y evaluar la efectividad de los procedimientos de construcción.
- Modificar el procedimiento de construcción en caso necesario.

Precauciones durante el hincado de pilotes

Una vez que los pilotes han sido definidos en cuanto a tipo, profundidad, distribución, número, etc., se procede a hincarlos en el terreno, para lo cual es muy importante tener en cuenta las siguientes recomendaciones, las cuales pueden ser el punto de partida de las especificaciones para el constructor.

- La separación mínima que deben tener los pilotes centro a centro es de tres veces su diámetro o lado de su sección transversal, con objeto de que cada pilote pueda desarrollar su propia zona de esfuerzos y su capacidad de carga completa.
- La verticalidad del pilote debe cuidarse y checarsse perfectamente mediante alguna guía en el cabezal de la máquina piloteadora o alguna guía independiente. En el caso de pilotes verticales, la desviación horizontal máxima tolerable depende de la separación y la profundidad de los pilotes, pero se recomienda no exceda de 2% a 5% de su altura.
- Para un gran número de pilotes hincados en el terreno, conviene que el volumen de suelo desalojado por los pilotes sea mínimo. Se recomienda el uso de una perforación previa cuyo diámetro sea del 10% al 15% menor al diámetro o lado nominal del pilote.

Esta recomendación es importante, pues los desplazamientos horizontales generados por el volumen del suelo desplazado por la hincada de pilotes sin perforación previa, pueden alcanzar valores de magnitud apreciable, movimientos en las estructuras vecinas y remoldeo del suelo.

- El hincado de los pilotes debe hacerse en forma continua una vez empezado, sobre todo en suelos arcillosos de alta sensibilidad, pues un retardo de horas puede generar recuperación de la adherencia por tixotropía, requiriendo de una energía mayor para reiniciar el hincado.
- Es conveniente llevar un registro del número de golpes contra la profundidad para cada pilote, a fin de garantizar, en el caso de pilotes apoyados por punta, la profundidad de desplante de proyecto mediante la "energía de rechazo" especificada y, en el caso de la adherencia durante el hincado.

- La energía de hincado debe ser la necesaria para hincar el pilote sin dañarlo. Es frecuente la falla de la cabeza de los pilotes por una energía de hincado excesiva, que algunas veces conduce a la falla total del pilote. La energía de hincado está en función de la altura y peso del pilote y del peso y tipo de martillo que se utilice para hincarlo.
- La colocación de madera blanda en capas colocada en la cabeza del pilote es necesaria para su protección durante el hincado.

Pilas coladas "in situ"

Las pilas coladas "in situ" por lo general, se construyen en diámetros superiores a los 60.0 cm. Y pocas veces alcanzan profundidades mayores a los 30.0 m. En general suelen usarse para estructuras pesadas que requieren elementos de apoyo que proporcionen las reacciones adecuadas. En algunos casos se construyen con ampliación de base (campana) en el fondo a fin de disminuir la presión de contacto. Este último caso tiene lugar cuando la estabilidad del suelo permite que la excavación de la campana pueda efectuarse a mano en el fondo de la pila o bien mediante el uso de un adame o camisa que contenga las paredes.

Procedimiento constructivo de las pilas

El procedimiento constructivo comprende dos aspectos diferentes: cuando las pilas están fuera del nivel freático o cuando las pilas están dentro del nivel freático.

Es importante mencionar, que además de la presencia del nivel freático, la estabilidad de los materiales que atraviesa la pila es fundamental para su procedimiento constructivo.

Pilas fuera del nivel freático

Las pilas que se excavan fuera del nivel freático pueden hacerse mediante la excavación de una máquina rotaria o de golpeo para moler el material. Si el material de las paredes es estable, el armado y colado de las pilas pueden hacerse sin contener las paredes. Si el material es deleznable o inestable, se hace necesario el uso de un adame o camisa que impida que la perforación se cierre y el

cual se va colocando a medida que avanza la perforación. Después de la perforación se procede al armado y colado de la pila y a la extracción del ademe en forma simultánea al colado.

En ambos casos, el colado debe efectuarse mediante un tubo tremie que llegue al fondo, para evitar la segregación de los agregados.

El ademe o camisa puede recuperarse a medida que avanza el colado extrayéndolo con la propia máquina de perforación, o puede dejarse ahogado, según lo impidan las fuerzas de fricción del suelo. En este último caso puede considerarse como refuerzo estructural de la pila.

Pilas bajo el nivel freático

En estos casos las pilas deben de colarse bajo agua, teniendo especial cuidado en que el colado se haga mediante un tubo tremie con objeto de que el concreto vaciado siempre descargue sobre concreto y nunca quede en contacto con el agua. Para lograr lo anterior, la trompa del tubo tremie siempre deberá quedar ahogada en el concreto del interior de la pila.

La primera "bachada" se hará colocando en la punta del tubo un tapón y apoyando el propio tubo en el piso de la pila, es conveniente que el concreto de la primera bachada sea muy pobre en agua, el colado ira progresando hasta llegar a la elevación de proyecto en la superficie.

Por ningún motivo debe permitirse que el extremo inferior del tubo quede en contacto con el agua pues el concreto se contamina y pierde su resistencia.

En el caso de derrumbes en las paredes del pozo, puede usarse lodo bentonítico para contenerlas, o una camisa o ademe metálico.

Es conveniente que el lodo de perforación cumpla con las normas de calidad especialmente las que se refieren al espesor del "cake", al porcentaje de arena y la viscosidad, a fin de garantizar la

suspensión de partículas gruesas y la adherencia entre las varillas y el concreto.

VI INSTRUMENTACIÓN

Con objeto de garantizar el buen comportamiento de una cimentación y de las estructuras vecinas, es de suma importancia que durante su construcción y después de ella, se efectúe un control adecuado de todos los factores que intervienen en su comportamiento, mediante el uso e instalación de algunos instrumentos que van desde los bancos de nivel hasta las celdas de carga e inclinómetros.

Del control de la instrumentación y de la interpretación de las lecturas durante y después de la construcción de las cimentaciones, dependerá el éxito del comportamiento de la misma y el poder detectar y corregir a tiempo procesos que pueden conducir a fallas de tipo sencillo a catastrófico.

Los controles mencionados a continuación se recomiendan para conocer el mejor funcionamiento de las cimentaciones.

Control para el abatimiento del nivel freático por gravedad

Para el control y funcionamiento del abatimiento del nivel freático por gravedad, es conveniente cuidar de los siguientes aspectos:

- Deberá efectuarse un control de la calidad de la construcción de los pozos de bombeo, colocando ademes ranurados de un diámetro inferior al diámetro del pozo y suficiente para que quepa la bomba con una holgura de cuando menos media pulgada (por ejemplo, el diámetro de los pozos puede variar entre 6" y 8", el diámetro del ademe ranurado entre 4" y 6" y el tamaño de la bomba eyectora puede ser de 1" por 1 ¼" ó 1" por 1 ½").

Es importante que el área ranurada del ademe sea de cuando menos 5% de su superficie total y que el filtro que se coloque entre el ademe y el pozo sea de grava y arena bien graduada y cumpla con las especificaciones de filtros necesarias para evitar la tubificación del suelo por bombear.

suspensión de partículas gruesas y la adherencia entre las varillas y el concreto.

VI INSTRUMENTACIÓN

Con objeto de garantizar el buen comportamiento de una cimentación y de las estructuras vecinas, es de suma importancia que durante su construcción y después de ella, se efectúe un control adecuado de todos los factores que intervienen en su comportamiento, mediante el uso e instalación de algunos instrumentos que van desde los bancos de nivel hasta las celdas de carga e inclinómetros.

Del control de la instrumentación y de la interpretación de las lecturas durante y después de la construcción de las cimentaciones, dependerá el éxito del comportamiento de la misma y el poder detectar y corregir a tiempo procesos que pueden conducir a fallas de tipo sencillo a catastrófico.

Los controles mencionados a continuación se recomiendan para conocer el mejor funcionamiento de las cimentaciones.

Control para el abatimiento del nivel freático por gravedad

Para el control y funcionamiento del abatimiento del nivel freático por gravedad, es conveniente cuidar de los siguientes aspectos:

- Deberá efectuarse un control de la calidad de la construcción de los pozos de bombeo, colocando ademes ranurados de un diámetro inferior al diámetro del pozo y suficiente para que quepa la bomba con una holgura de cuando menos media pulgada (por ejemplo, el diámetro de los pozos puede variar entre 6" y 8", el diámetro del ademe ranurado entre 4" y 6" y el tamaño de la bomba eyectora puede ser de 1" por 1 ¼" ó 1" por 1 ½").

Es importante que el área ranurada del ademe sea de cuando menos 5% de su superficie total y que el filtro que se coloque entre el ademe y el pozo sea de grava y arena bien graduada y cumpla con las especificaciones de filtros necesarias para evitar la tubificación del suelo por bombear.

Es conveniente también efectuar una enérgica limpieza del pozo mediante el “chifloneo” de agua limpia a presión para asegurar su buen funcionamiento.

Los controles antes mencionados son de gran importancia, pues de ellos depende la eficiencia del sistema de bombeo.

Piezómetros

Deberán instalarse piezómetros abiertos tipo Casagrande o neumáticos, según el tipo de suelo, con objeto de medir la pérdida de presión de poro que produce el abatimiento del agua del subsuelo antes, durante y después del abatimiento. Se llevará una gráfica presión piezométrica-tiempo con objeto de mantener un control adecuado del bombeo. La frecuencia de las lecturas en los piezómetros puede ser de una lectura por día antes de iniciar el bombeo, dos lecturas por día durante el bombeo y dos lecturas por semana, después de terminado el bombeo y hasta que el nivel freático esté completamente restablecido.

Presión de operación de la bomba

Se tomarán lecturas de la presión de la bomba que opera todo el sistema (generalmente se coloca una bomba por cada 12 a 15 pozos eyectores), con una frecuencia de una vez por día, y con los datos obtenidos se elaborará una gráfica presión de operación-tiempo. La presión de operación de estas bombas, puede variar entre 2.0 y 4.0 k / cm^2 , para un sistema de 12 a 15 bombas eyectoras.

Gasto extraído

Se tomarán lecturas del gasto total extraído por todo el conjunto de bombas eyectoras con una frecuencia de una vez por día y se elaborará una gráfica gasto-tiempo hasta la suspensión del bombeo.

Nivel dinámico

Se tomarán lecturas del nivel dinámico de los pozos (profundidad del espejo de agua), con una frecuencia igual a la antes

indicada para los piezómetros y se elaborarán gráficas nivel dinámico-tiempo, durante el período de bombeo.

Tiempo de bombeo

Es importante llevar un control preciso del tiempo del bombeo, pues un tiempo excesivo puede repercutir en movimientos excesivos tanto de la cimentación como de su vecindad.

Se recomienda que el bombeo se suspenda en el momento en que las descargas producidas por la excavación sean equilibradas por el peso de la cimentación.

Control para el abatimiento del nivel freático por electroósmosis

En este caso los controles que se recomiendan son los mismos que en el caso anterior, agregando los siguientes:

- Voltajes

Deberá controlarse el gradiente eléctrico entre varilla-ánodo y pozo-cátodo con objeto de mantener la uniformidad en el bombeo, generalmente se recomienda un gradiente eléctrico inicial que no exceda de 0.3 volts por cm, por lo que para una separación entre ánodo y cátodo de 4 m por ejemplo, deberá proveerse un voltaje inicial máximo de 120 volts. Es importante contar con un generador de corriente continua adecuado para proporcionar los voltajes calculados. De acuerdo con la separación ánodo-cátodo que se tenga en cada caso.

- Tiempo de aplicación del voltaje

El tiempo de aplicación del voltaje será igual al tiempo de aplicación del bombeo, según el criterio mencionado en el párrafo correspondiente del abatimiento del nivel freático por gravedad.

- Corrosión

A fin de que las varillas ánodo no se dañen por efectos de la corrosión, no deben aplicarse gradientes eléctricos superiores a 0.3 volts por cm

Control de Movimientos

Es fundamental llevar un adecuado control de los movimientos que sufren las cimentaciones durante su construcción y a largo plazo, para lo cual se recomiendan los siguientes controles.

Bancos de nivel en el fondo de la excavación

Se recomienda instalar bancos de nivel en el fondo de la excavación con objeto de medir las expansiones y/o asentamientos que ocurran antes, durante y después de la excavación.

Es importante que la instalación de estos bancos se efectúe antes de iniciar cualquier excavación, con objeto de obtener una historia fidedigna de los movimientos del subsuelo desde el inicio. Para instalar estos bancos pueden excavarse pozos de pequeño diámetro, hasta la profundidad de proyecto y colocarse en su punto inferior un tapón de concreto con una varilla.

Es conveniente que la frecuencia de las lecturas de estos bancos sea de una vez por día antes de la excavación, dos veces por día durante la excavación, y una vez por día después de la excavación. Se elaborarán, con los datos obtenidos, gráficas movimiento-tiempo.

Adicionalmente a este control es conveniente llevar en forma gráfica el avance de la excavación y construcción de la zona de influencia que corresponde a cada uno de estos bancos.

Bancos de nivel superficiales.

Se instalarán bancos de nivel superficiales o puntos de control localizados en lugares cercanos y superficiales a la cimentación, con objeto de conocer los movimientos de las zonas vecinas. Tanto estos bancos como los profundos, deben medirse tomando como referencia un banco de nivel superficial de cota prefijada, alejado cuando menos 200m. de la cimentación por construir.

La frecuencia de las lecturas de estos bancos puede ser la misma que la de los bancos profundos; deberán llevarse gráficas movimientos-tiempo con los datos obtenidos.

Líneas de colimación

Se llevará un control de los desplazamientos horizontales producidos por medio de líneas de colimación localizadas paralelas y superficiales a las fronteras de la excavación. Se recomienda que la frecuencia de las lecturas de este control sea igual a la de los bancos profundos. Con los datos obtenidos se elaborarán gráficas desplazamientos horizontales-tiempo.

Bancos de nivel en columnas y losas de cimentación.

Una vez que progresa la construcción de la cimentación los bancos de nivel localizados en el fondo se correlacionarán con los bancos de nivel ubicados en columnas y losas ya construidas, a fin de conocer la evolución de los movimientos diferenciales que ocurrirán en la estructura.

Se recomienda que la frecuencia de las lecturas de estos bancos será de una vez por semana hasta que se termine la construcción total de la estructura y de una vez al mes después de la terminación.

Se elaborarán gráficas movimiento-tiempo con los datos obtenidos.

Inclinómetros

Es interesante instalar inclinómetros adyacentes a las estructuras de contención, con objeto de conocer la variación de los desplazamientos horizontales con la profundidad, en zonas previamente determinadas y revisar el comportamiento del muro.

La frecuencia de esta lectura puede ser una por día antes y durante la excavación y una vez por semana después de ésta.

Se llevarán una vez por día gráficas desplazamiento horizontal-profundidad.

Algunas veces es conveniente instalar inclinómetros en el hombro de taludes que van a estar abiertos por largo tiempo, a fin de conocer sus desplazamientos y por tanto su estabilidad.

Cargas en puntales

Se podrán colocar celdas de carga entre cada uno de los puntales y la estructura de contención, con objeto de proporcionar y mantener las presiones adecuadas sobre el terreno, evitando en esta forma movimientos excesivos de la estructura de contención hacia la excavación y por lo tanto daños a las estructuras vecinas.

La frecuencia de las lecturas de las cargas puede ser de una vez al día durante la excavación, elaborando gráficas carga-tiempo con los datos obtenidos.

Compactación

En algunos casos es necesario rellenar espacios adyacentes a las cimentaciones, por lo que es importante un control adecuado en la compactación de estos rellenos mediante pruebas "in-situ"(calas volumétricas).

Con objeto de prevenir asentamientos en estos rellenos, los espesores de las capas por compactar no deberán exceder de 30cm, y el material de relleno no deberá ser cohesivo. Se elaborarán pruebas previas de laboratorio para comprobar esta condición. Asimismo se utilizarán en el campo compactadores adecuados al tipo de relleno y pisones manuales en las zonas difíciles.

Desplomes y movimientos posteriores a la construcción

Con el objeto de conocer el funcionamiento de la cimentación durante su vida útil es conveniente efectuar las siguientes mediciones:

- Desplomes

Se medirán los desplomes de la estructura en cada esquina en caso de que se observe alguna tendencia de giro.

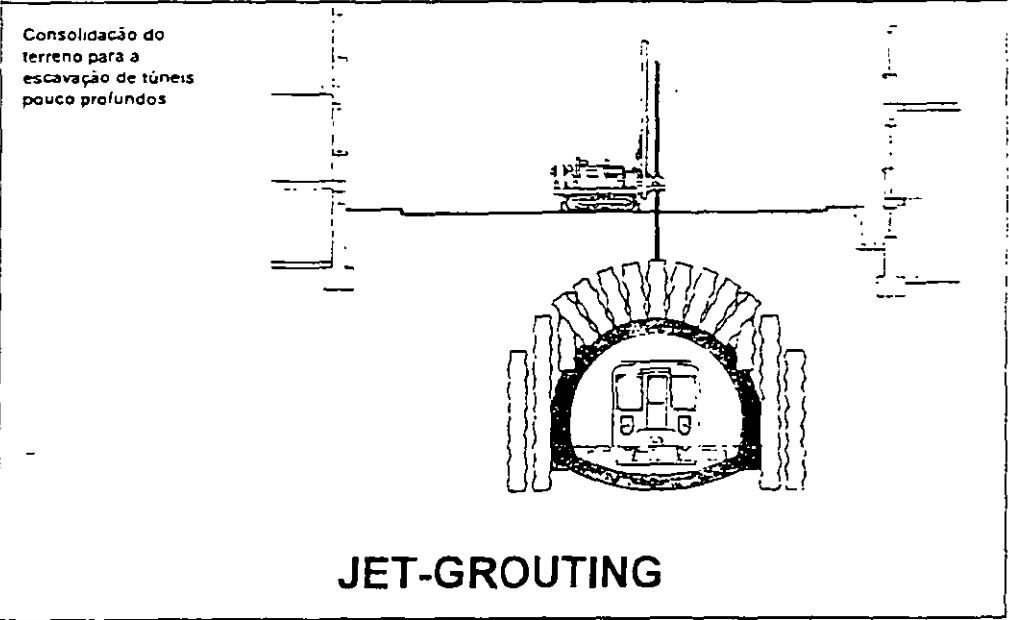
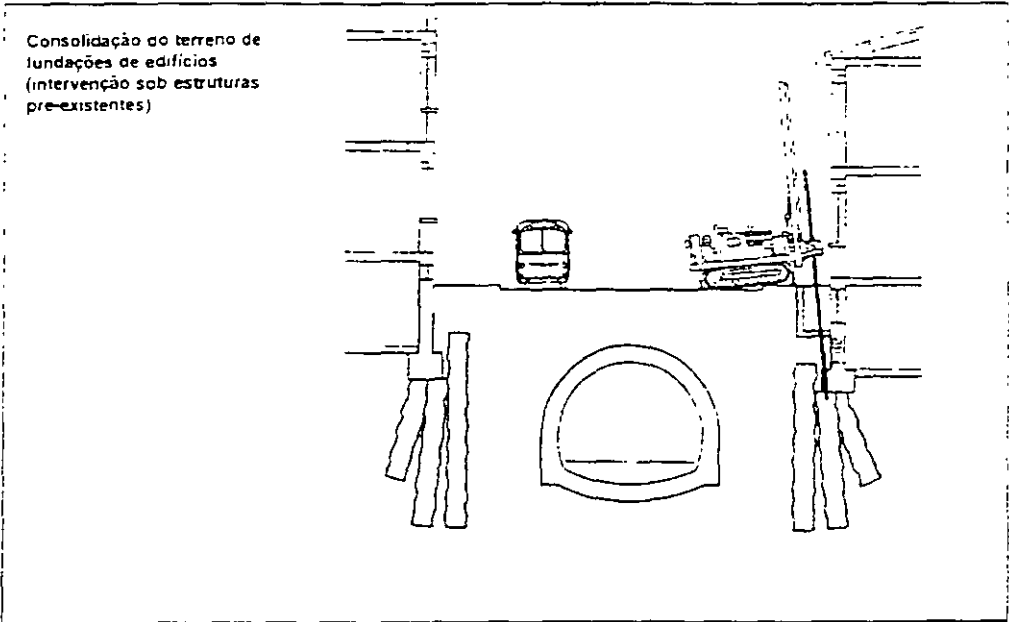
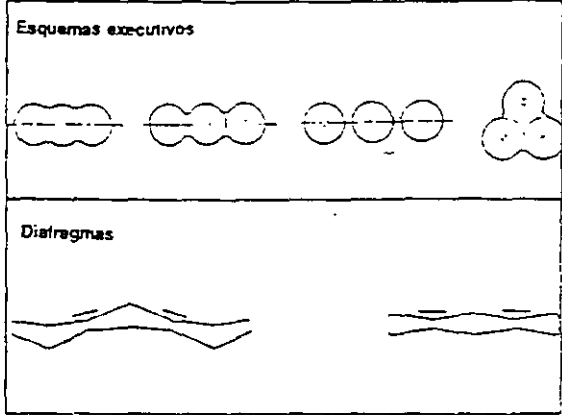
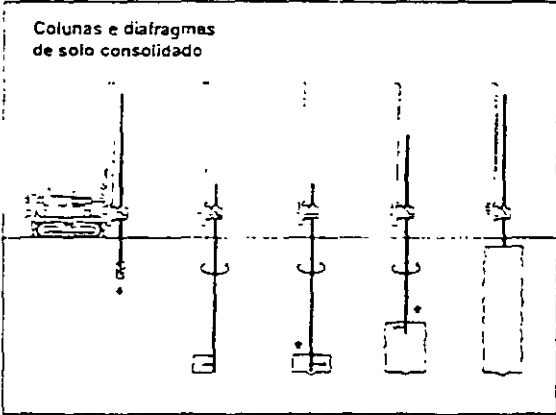
La frecuencia de estas lecturas puede hacerse una vez cada 15 días o una vez al mes, y con los datos obtenidos se elaborará para cada lectura, una gráfica altura-desplome o tiempo-desplome.

- Movimientos a largo plazo

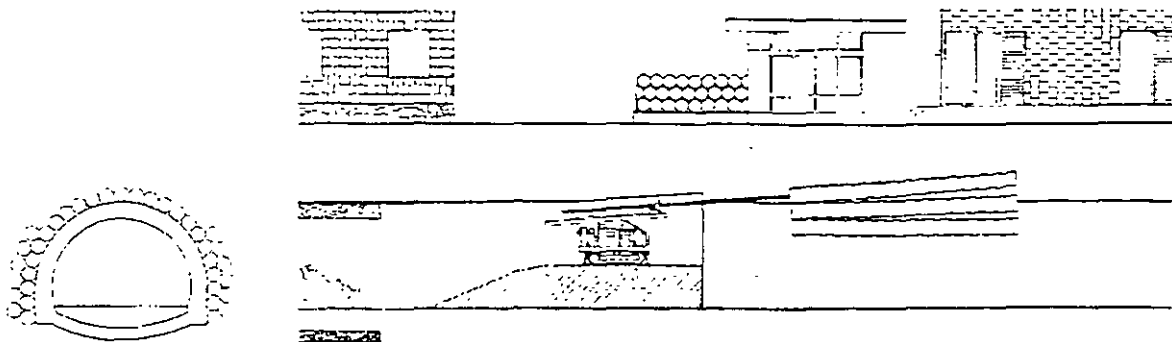
A fin de confirmar los movimientos previstos y evitar daños a la propia estructura y a las vecinas, se llevará un control de los movimientos en cada columna de la estructura y con los datos obtenidos se elaborarán gráficas movimientos-tiempo con una frecuencia igual por ejemplo a la de los inclinómetros. De estos controles depende la confirmación del buen funcionamiento de las estructuras.

REFERENCIAS

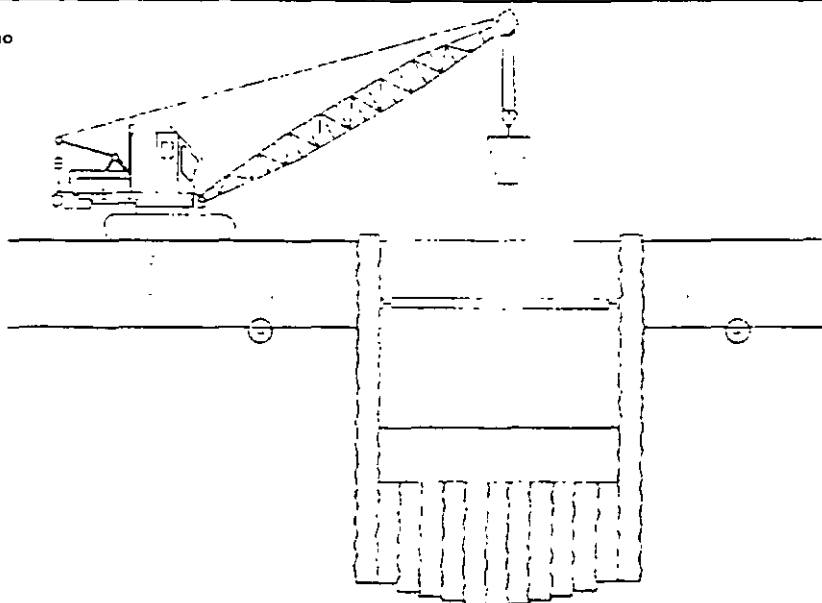
- 1.- Mecánica de Suelos, tomo II E. Juárez Badillo y A. Rico Rodríguez, México
- 2.- Foundation Engineering, R. B. Peck, W.E. Hanson & Thornburn
- 3.- Soil Mechanics in Engineering Practice, "nd. Edición K. Terzaghi, R. B. Peck
- 4.- Foundation Engineering, G. A. Leonards
- 5.- "Efectos de la construcción de cimentaciones en estructuras cercanas", D. J. D'apollonia, Memorias del IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones
- 6.- "Electroósmosis aplicada a la Construcción", C. L. Flamand, E. Tamez G., Solum S. A. Publicación interna N° 5. México



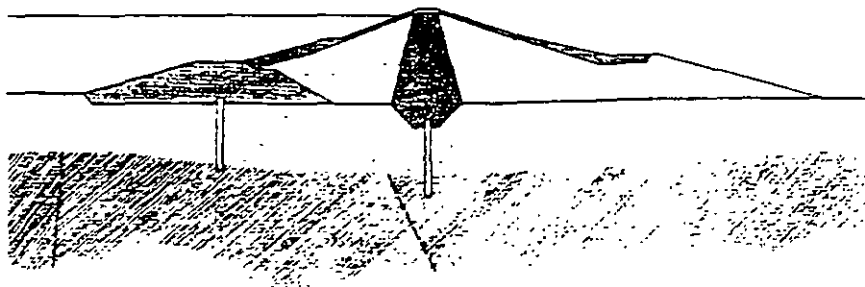
Consolidação do terreno para a escavação de túneis pouco profundos (esquema de consolidação do contorno do túnel)



Diáfragmas de impermeabilização para escavação de poços



Diáfragmas de impermeabilização para barragens



JET-GROUTING



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**



... Ingeniería de Civil

CURSOS ABIERTOS

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

CA 461

TEMA

**DISEÑO ESTRUCTURAL
DE CIMENTACIONES PROFUNDAS**

**EXPOSITOR: ING. GERMAN LÓPEZ RINCÓN
DEL 17 AL 28 DE OCTUBRE DE 2005
PALACIO DE MINERÍA**

1. INTRODUCCIÓN

El diseño estructural de cimentaciones profundas está íntimamente ligado con el diseño geotécnico de la cimentación. Si el comportamiento esperado de la cimentación y superestructura no es satisfactorio, por mucho cuidado que se haya tenido en el diseño, considerando todas las posibles combinaciones de carga a que estará sujeta la estructura durante su vida útil, la solución adoptada no será adecuada.

Teniendo esto en mente, el ingeniero de cimentaciones podrá abordar el diseño de una cimentación profunda sobre una base racional que tome en cuenta el comportamiento físico real del sistema suelo-cimentación-superestructura.

En consecuencia, los puntos que deberán tomarse en cuenta al diseñar una cimentación son los siguientes:

- a. Estratigrafía, condiciones hidráulicas y propiedades mecánicas de compresibilidad, resistencia al esfuerzo cortante y permeabilidad, tanto para condiciones estáticas como dinámicas.
- b. Características de los edificios o construcciones que rodean al nuevo proyecto
- c. Características del sitio en estudio desde el punto de vista eólico y/o sísmico.
- d. Características del proyecto, esto es, geometría, cargas y destino de la obra.

Cuanto mejor sea el conocimiento que se tenga de cada uno de los factores anteriores, mayor control se tendrá de cada etapa del diseño, lo que redundará en un mejor comportamiento de la estructura proyectada.

2. CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCION

El uso de pilotes de fricción está estrechamente vinculado con una cimentación 100% o parcialmente compensada, en sitios donde los depósitos superficiales del suelo son de baja resistencia y alta compresibilidad, tal como sucede en el Valle de México, el que, como se sabe, está formado por series de arcillas y limos arcillosos blandos que alcanzan profundidades hasta de 35 o 40 m. En este tipo de cimentación los pilotes se utilizan para disminuir el hundimiento de ésta, transfiriendo parte de la carga del edificio a estratos más profundos, los que, debido al fenómeno de endurecimiento que exhiben estos materiales, son más resistentes y menos compresibles. Ver figura 1.

En términos generales el diseño de una cimentación con pilotes de fricción se lleva a cabo mediante las siguientes reglas básicas:

a - La carga total del edificio la toman los pilotes y el suelo al nivel de desplante del cajón de cimentación. La relación de carga entre el pilote y el suelo deberá estar entre 1 y 4, esto es:

$$1 < R_q < 4$$

donde

$$R_q = W_f / W_a$$

W_f : carga que toman los pilotes

W_a : carga que toma el suelo

$W_e = W_a + W_f$: carga total del edificio descontando la subpresión del agua al nivel de desplante.

Para suelos normalmente consolidados, esto es, para $\sigma_o = \sigma_b$, el valor de R_q estará cercano a 4, mientras que para suelos preconsolidados o del tipo preconsolidado, en donde $\sigma_b > \sigma_o$, el valor de R_q puede estar cercano a la unidad. En este caso se entiende que los pilotes y el suelo toman aproximadamente la misma carga.

b.- Los pilotes de fricción se calculan para que trabajen a su capacidad última; esto significa que estarán penetrando continuamente en la masa del suelo.

La capacidad última de carga de los pilotes puede estimarse con suficiente precisión por medio de la expresión:

$$Q_u = \sum (0.3q_u)\bar{w}\Delta z + a_p\sigma_b$$

el primer término del segundo miembro representa la capacidad última por fricción y el segundo término la capacidad por punta del pilote, además:

q_u : resistencia del suelo en compresión no confinada o compresión simple

\bar{w} : perímetro efectivo donde se desarrolla la fricción = 1.1 (πd_o), d_o es el diámetro equivalente del pilote

Δz : espesor del estrato

a_p : área de la sección transversal del pilote en la punta

σ_b : esfuerzo crítico de compresión o carga de preconsolidación

c.- Debido a que los pilotes están trabajando a su capacidad última por fricción, la estabilidad de la cimentación se obtiene por contacto entre el cajón de cimentación y el suelo. La capacidad de carga al nivel de desplante del cajón puede calcularse, de acuerdo con Terzaghi, con la siguiente expresión:

$$q_a = \frac{5.7c_a}{FS} + \sigma_{od}$$

donde

q_a : capacidad admisible de carga, en ton/m²

c_a : cohesión media del suelo, tomando en cuenta todos los estratos afectados por la superficie potencial de deslizamiento. Ver figura 2.

d.- Los movimientos verticales de la cimentación, expansión y hundimientos, se calculan con base en el cambio de esfuerzos producido por la excavación al construir la cimentación y por el incremento de esfuerzos debido a la fricción positiva. Ver zonas sombreadas de la figura 1.

El hundimiento máximo por el incremento neto de esfuerzos se obtiene aplicando la expresión:

$$\delta_s = \sum m_v(\sigma_i - \sigma_{oi})\Delta z$$

donde.

m_{vi} : módulo de compresibilidad volumétrica unitario del suelo, obtenido de pruebas de consolidación en el odómetro.

σ_{oi}, σ_i : esfuerzo efectivo original y final después de construido el edificio.

e - durante un sismo los pilotes no toman ninguna carga axial adicional, cualquier incremento de carga por volteo lo toma el suelo al nivel de desplante del cajón de cimentación. La fuerza cortante en la base, generada por el sismo, la toma el suelo por medio del cajón de cimentación y los pilotes. El efecto de la fuerza cortante produce flexión en los pilotes que debe tomarse en cuenta en el diseño.

La fuerza de sismo que se genera en el centro de masa de un edificio puede estimarse conociendo la respuesta de aceleración del centro de masa, es decir:

$$V_m = f_a M a_m$$

donde:

f_a factor de amplificación de la aceleración a_m del suelo al nivel de desplante del edificio.

M . masa total del edificio

El valor de a_m se asigna de acuerdo con las aceleraciones registradas de sismos anteriores, el factor de amplificación f_a puede obtenerse conociendo el periodo de vibración del sistema suelo-cimentación-superestructura T_o , esto es:

$$T_o^2 = T_n^2 + T_\theta^2$$

donde.

T_n : periodo fundamental de vibración de la estructura

T_θ : periodo de rotación de la cimentación

Con el dato anterior y asignando un factor de amortiguamiento al sistema, se entra al espectro de respuesta y se obtiene el factor de amplificación. Luego el momento de volteo será:

$$O_t = V_m h_m$$

En la figura 3 se muestra el espectro envolvente de diseño y el esquema del sistema suelo-cimentación-superestructura.

En consecuencia, el diseño estructural de una cimentación con pilotes de fricción incluye lo siguiente:

1. Cálculo de la capacidad de carga última de los pilotes y determinación del número, en función de la relación de carga pilote-suelo que se adopte.
2. Análisis estático de interacción suelo-cajón de cimentación para determinar la distribución de reacciones.
3. Análisis sísmico para determinar la fuerza cortante en el centro de masa del edificio y el momento de volteo.
4. Análisis sísmico de interacción suelo-cimentación para determinar la distribución de reacciones por sismo en el cajón de cimentación.
5. Análisis sísmico de interacción pilote-suelo para determinar los elementos mecánicos, fuerza cortante y momento flexionante, en los pilotes producidos por la acción de la fuerza cortante sísmica actuando en la cabeza del pilote.

La superposición de todos los efectos anteriores permite el poder analizar y revisar estructuralmente la cimentación, así como suministrar el acero de refuerzo y su posición correcta en el cajón de cimentación y en los pilotes. En la figura 4 se muestra en forma esquemática el efecto de cada uno de los puntos anteriores.

3. CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA

El diseño de una cimentación con pilotes apoyados de punta difiere del de una cimentación con pilotes de fricción en que en este caso los pilotes toman la totalidad de la carga del edificio, incluyendo la cimentación, descontando únicamente la subpresión del agua.

Lo anterior representa que el comportamiento de la cimentación deba estudiarse para considerar los aspectos siguientes:

- a. Los pilotes deben ser capaces de tomar la carga del edificio así como los incrementos de carga vertical que se generan durante un sismo.
- b. A largo plazo, durante la vida útil del edificio se generan fuerzas de arrastre, como la fricción negativa, que afectan el diseño de la cimentación y que deben tomarse en cuenta.
- c. La estabilidad del edificio ante carga lateral la da el cajón de cimentación. Sin embargo, es necesario analizar los pilotes ante carga lateral para verificar el diseño por flexión.

En el diseño de cimentaciones con pilotes apoyados de punta se pueden tener varios casos, a saber:

1. Pilotes apoyados en un estrato resistente y de baja compresibilidad que se extiende indefinidamente con la profundidad.
2. Pilotes apoyados en un estrato resistente que sobreyace a depósitos compresibles y poco resistentes. Ver figura 5.

En el primer caso, la distribución de pilotes podrá concentrarse bajo cada columna sabiendo que el hundimiento diferencial entre éstas es despreciable para propósitos prácticos. Si la zona donde se ubica el edificio está sujeta a hundimiento regional, a largo plazo el edificio tenderá a emerger con respecto a la superficie del suelo.

En el segundo caso, en virtud de que los depósitos compresibles bajo el estrato resistente se consolidan, si se concentran los pilotes bajo las columnas es probable que se generen hundimientos diferenciales, debido a la diferencia de carga que toman los pilotes en cada grupo de columnas. En este caso lo mejor es distribuir los pilotes bajo la cimentación en un arreglo uniforme, lo que obliga a utilizar un cajón de cimentación rígido. Este tipo de solución es común en subsuelos como el del Valle de México, donde, además, se tiene el problema de hundimiento regional, por lo que la cimentación deberá diseñarse para que los hundimientos sean compatibles con dicho hundimiento regional, evitando el emergimiento y daños a las instalaciones municipales.

La capacidad de carga de los pilotes puede calcularse con la siguiente expresión propuesta por Terzaghi y modificada por Zeevaert para tomar en cuenta la compacidad del estrato de apoyo:

$$Q_{pu} = A_p \cdot 1.2 [cN_c + \sigma_d N_q] (D_r + 0.1)$$

donde:

A_p : área de la sección transversal del pilote en la punta

c : cohesión del estrato de apoyo

σ_d : esfuerzo vertical efectivo al nivel de desplante

N_c, N_q : factores de capacidad de carga, función del ángulo de fricción interna del suelo de apoyo

D_r : compacidad relativa del estrato de apoyo

Debe notarse que el esfuerzo vertical efectivo al nivel de desplante depende de la fricción negativa que se genere en el pilote a lo largo del fuste, hasta el estrato de apoyo; ver figura 5. Esta fricción puede estimarse con la expresión:

$$FN_d = \frac{\bar{w}K_\phi}{1 + \frac{\bar{w}K_\phi}{3a} \cdot d} \cdot \sum_0^d \Delta\sigma_{oz} \Delta z$$

En este caso:

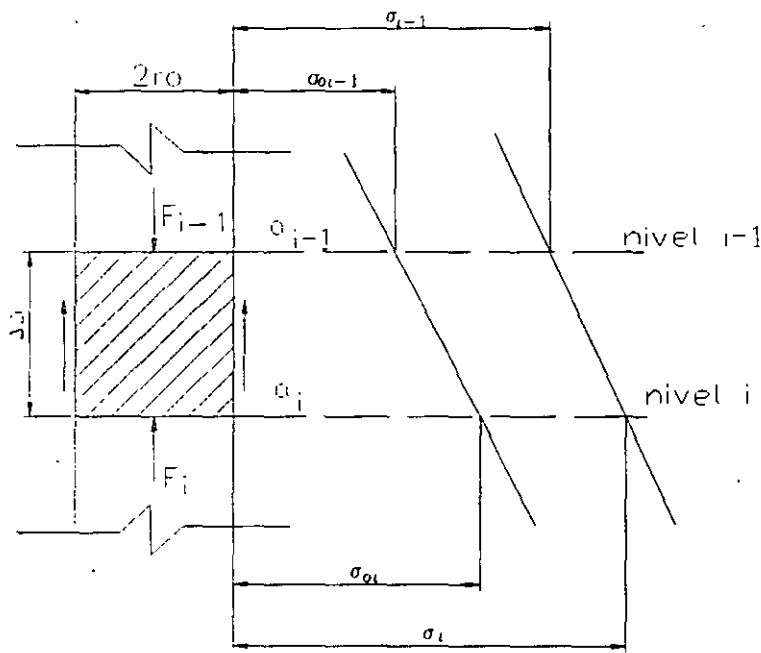
$$\bar{w} = 1.05(\pi d_0)$$

$K\phi$ = coeficiente de fricción que en arcillas y limos arcillosos tiene un valor de 0.33

\bar{a} : área tributaria del pilote

$$\sum_0^d \Delta\sigma_{oz} \Delta z : \text{área de esfuerzos}$$

De una forma más precisa, tanto la fricción positiva como la negativa pueden calcularse utilizando los siguientes algoritmos, cuya base teórica se da a continuación:



Al nivel i-1:

$$F_{i-1} = (\sigma_{i-1} - \sigma_{oi}) \cdot \bar{a}_{i-1} \quad (a)$$

Al nivel i:

$$F_i = (\sigma_i - \sigma_{oi}) \cdot \bar{a}_i \quad (b)$$

Por equilibrio plástico:

$$F_i - F_{i-1} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_i + \sigma_{i-1}) K_\phi \cdot 2\pi r_0 \cdot \Delta z_i$$

llamando: $m_i = \pi r_0 K_\phi$ se tiene:

$$F_i - F_{i-1} = m_i \cdot (\sigma_i + \sigma_{i-1}) \cdot \Delta z_i \quad (c)$$

A partir de esta expresión se pueden estudiar cuatro casos, dependiendo de dónde se inicie el cálculo de la fricción.

FRICCIÓN NEGATIVA ($\sigma_i < \sigma_{oi}$)

CASO 1

La integración comienza desde la cabeza del pilote, donde las condiciones de frontera son:

$$(FN)_{i-1} = 0; \quad \sigma_{oi-1} = \sigma_{i-1}$$

los valores desconocidos son: $(FN)_i$ y σ_i

sustituyendo los valores correspondientes en la expresión (c):

$$(\sigma_{oi} - \sigma_i) \cdot \bar{a}_i - (FN)_i = m_i \cdot (\sigma_i + \sigma_{i-1}) \cdot \Delta z_i$$

resolviendo para si:

$$\sigma_i = \frac{\bar{a}_i}{a_i + m_i \cdot \Delta z_i} \cdot \sigma_{oi} - \frac{m_i \cdot \Delta z_i}{a_i + m_i \cdot \Delta z_i} \cdot \sigma_{i-1} - \frac{1}{a_i + m_i \cdot \Delta z_i} \cdot (FN)_{i-1}$$

o bien:

$$\sigma_i = A_i \cdot \sigma_{oi} - B_i \cdot \sigma_{i-1} - C_i \cdot (FN)_{i-1}$$

y

$$(FN)_i = (\sigma_{oi} - \sigma_i) \cdot \bar{a}_i$$

CASO 2:

La integración inicia en la punta del pilote donde se conoce la $(FN)_i$, y el esfuerzo σ_i así como el esfuerzo σ_{oi} ; las incógnitas son en este caso $(FN)_{i-1}$ y σ_{i-1} .

Los algoritmos resultantes quedan en la forma:

$$\sigma_{i-1} = \bar{A}_{i-1} \cdot \sigma_{oi-1} + \bar{B}_{i-1} \cdot \sigma_i - \bar{C}_{i-1} \cdot (FN)_i$$

y

$$(FN)_{i-1} = (\sigma_{oi-1} - \sigma_{i-1}) \cdot \bar{a}_{i-1}$$

en este caso:

$$\bar{A}_{i-1} = \frac{\bar{a}_{i-1}}{a_{i-1} - m_i \cdot \Delta z_i} ; \quad \bar{B}_{i-1} = m_i \cdot \bar{A}_{i-1} ; \quad \bar{C}_{i-1} = \frac{\bar{A}_{i-1}}{a_{i-1}}$$

FRICCIÓN POSITIVA ($\sigma_i > \sigma_{oi}$)

CASO 3

La integración inicia en la cabeza del pilote, donde se conocen $(FP)_{i-1}$; σ_{oi-1} y σ_{i-1} ; las incógnitas son: $(FP)_i$ y σ_i

Los algoritmos resultantes son:

$$\sigma_i = \bar{A}_i \cdot \sigma_{oi} + \bar{B}_i \cdot \sigma_{i-1} + \bar{C}_i \cdot (FP)_{i-1}$$

y

$$(FP)_i = (\sigma_i - \sigma_{oi}) \cdot \bar{a}_i$$

donde.

$$\bar{A}_i = \frac{\bar{a}_i}{\bar{a}_i - m_i \cdot \Delta z_i} ; \quad \bar{B}_i = m_i \cdot \bar{A}_i ; \quad \bar{C}_i = \frac{\bar{A}_i}{\bar{a}_i}$$

CASO 4

La integración comienza en la punta del pilote, donde se conocen $(FP)_i$; σ_{oi} y σ_i . Los valores desconocidos son: $(FP)_{i-1}$ y σ_{i-1} .

Los algoritmos quedan:

$$\sigma_{i-1} = A_{i-1} \cdot \sigma_{oi-1} - B_{i-1} \cdot \sigma_i + C_{i-1} \cdot (FN)_i$$

y

$$(FP)_{i-1} = (\sigma_{i-1} - \sigma_{oi-1}) \cdot \bar{a}_{i-1}$$

en este caso:

$$A_{i-1} = \frac{\bar{a}_{i-1}}{\bar{a}_{i-1} + m_i \cdot \Delta z_i} ; \quad B_{i-1} = m_i \cdot A_{i-1} ; \quad C_{i-1} = \frac{A_{i-1}}{\bar{a}_{i-1}}$$

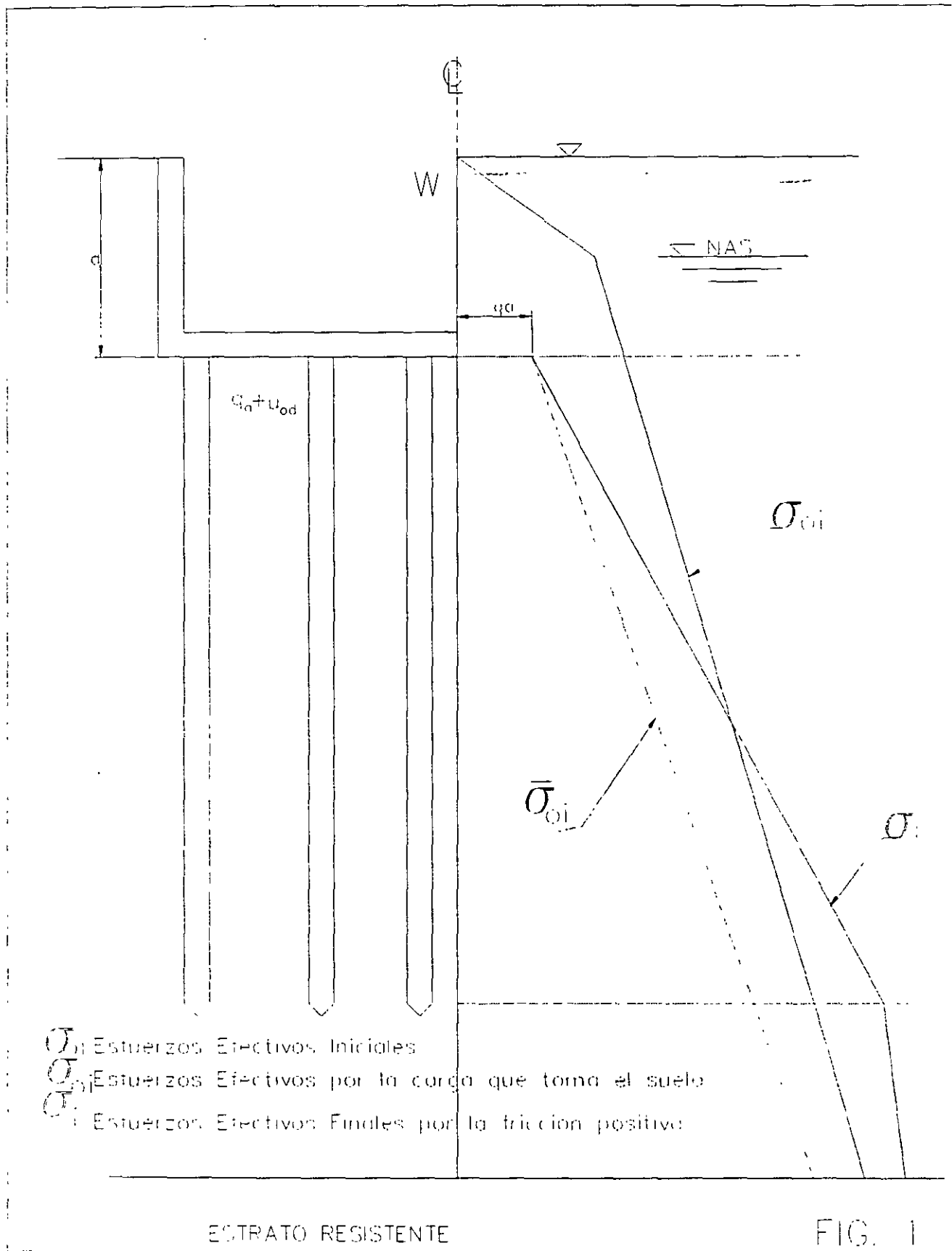
para los cuatro casos:

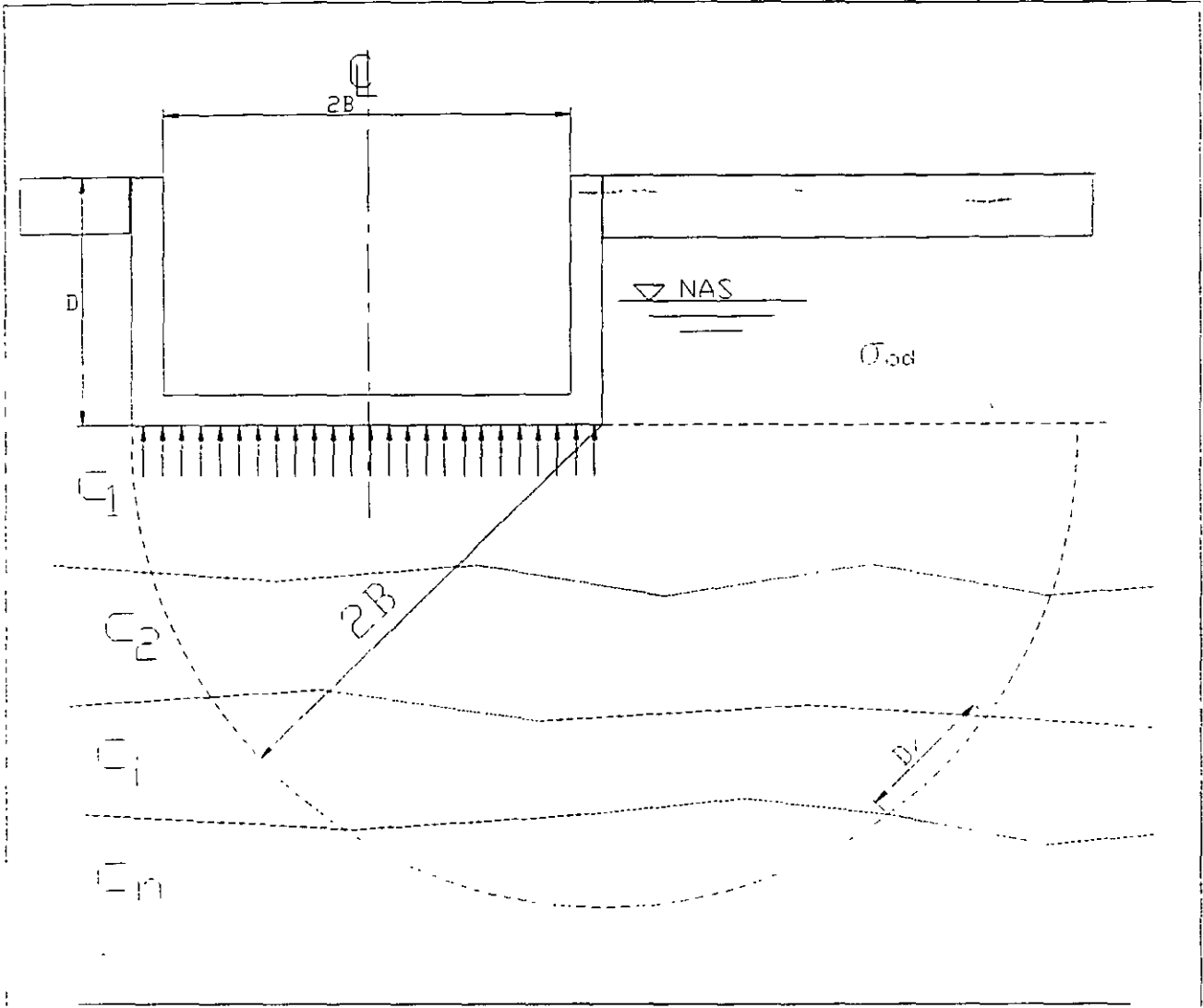
$$\bar{r}_o = \text{radio efectivo del pilote} = 1.05 r_o \text{ para (FN) o } 1.10 r_o \text{ para (FP)}$$

$$K_{\phi} = \frac{\tan \phi_r}{\bar{N}_{\phi}} ; \quad \bar{N}_{\phi} = \frac{1 + \sin^2 \phi_r}{1 - \sin^2 \phi_r}$$

Los elementos mecánicos en el cajón de cimentación se calculan en forma semejante al de una cimentación con pilotes de fricción; sólo que la reacción q_a , bajo el cajón, es nula y las reacciones en los pilotes se obtienen haciendo el análisis de interacción pilote-suelo bajo el nivel de la punta de los pilotes.

El efecto de la fuerza cortante sísmica se trata igual al caso de pilotes de fricción, pudiendo cambiar las condiciones de frontera en la punta, si los pilotes se empotran en el estrato resistente.

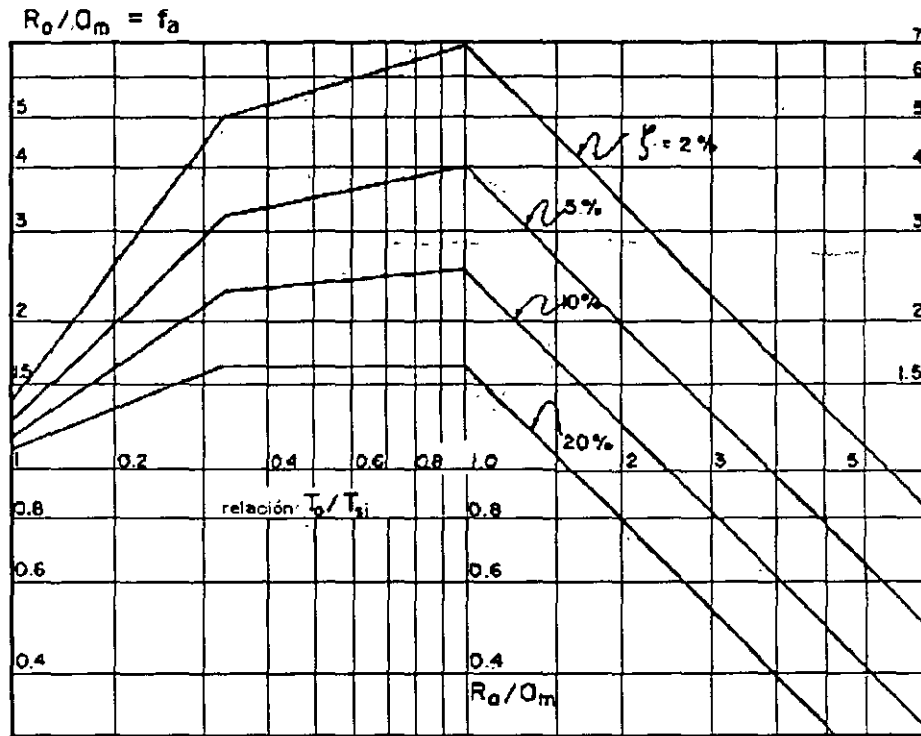




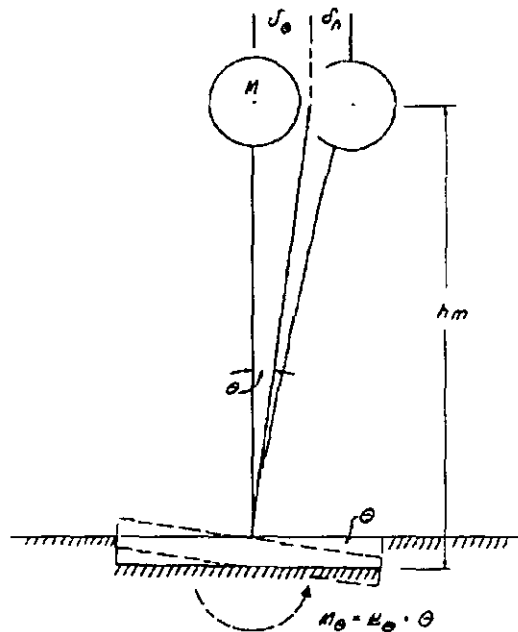
ESTRATO RESISTENTE

$$C_0 = \frac{\sum \Delta l_i C_i}{p(2B)} \quad q_0 = \frac{5.7 C_0}{FS} + \sigma_{od}$$

FIG. 2'

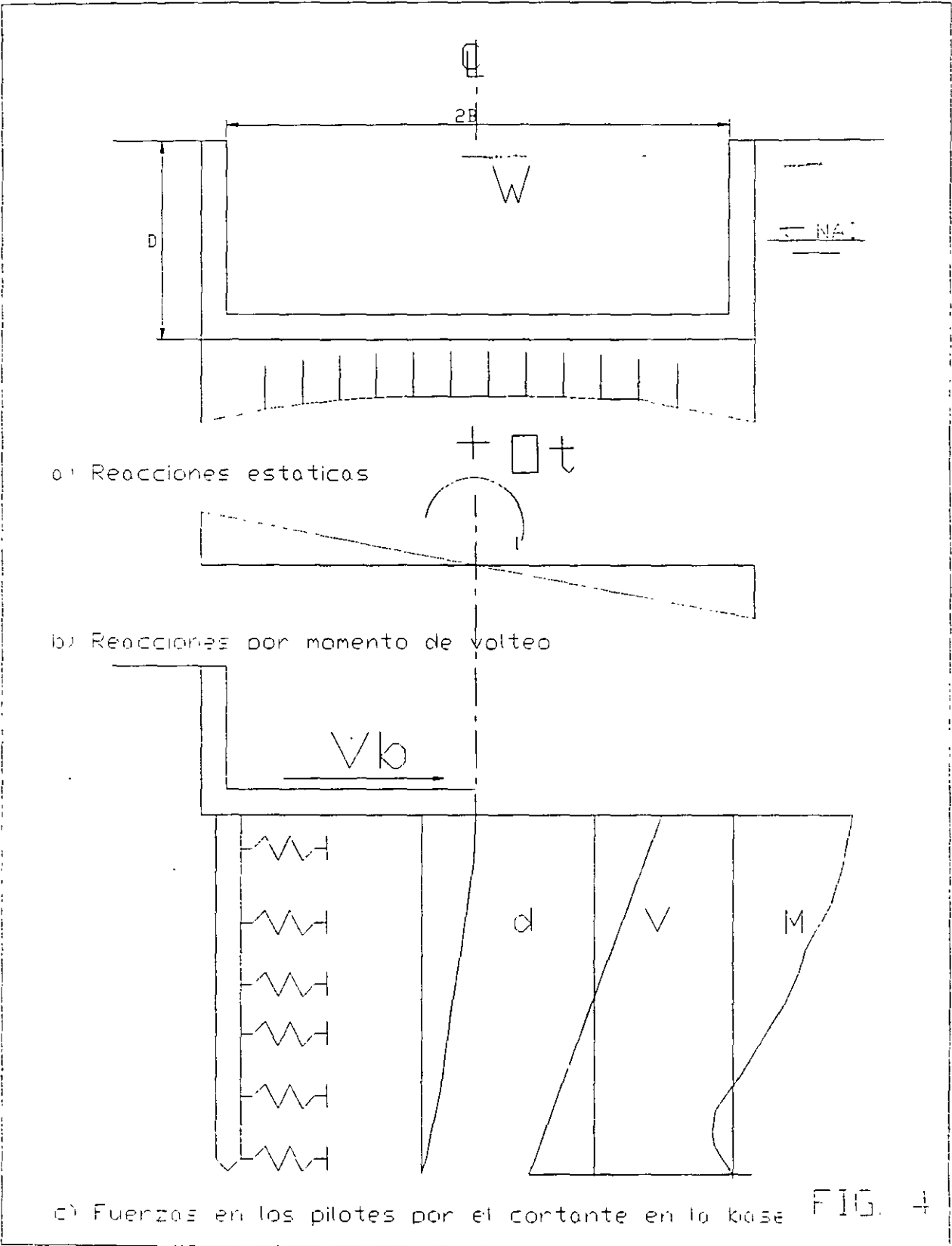


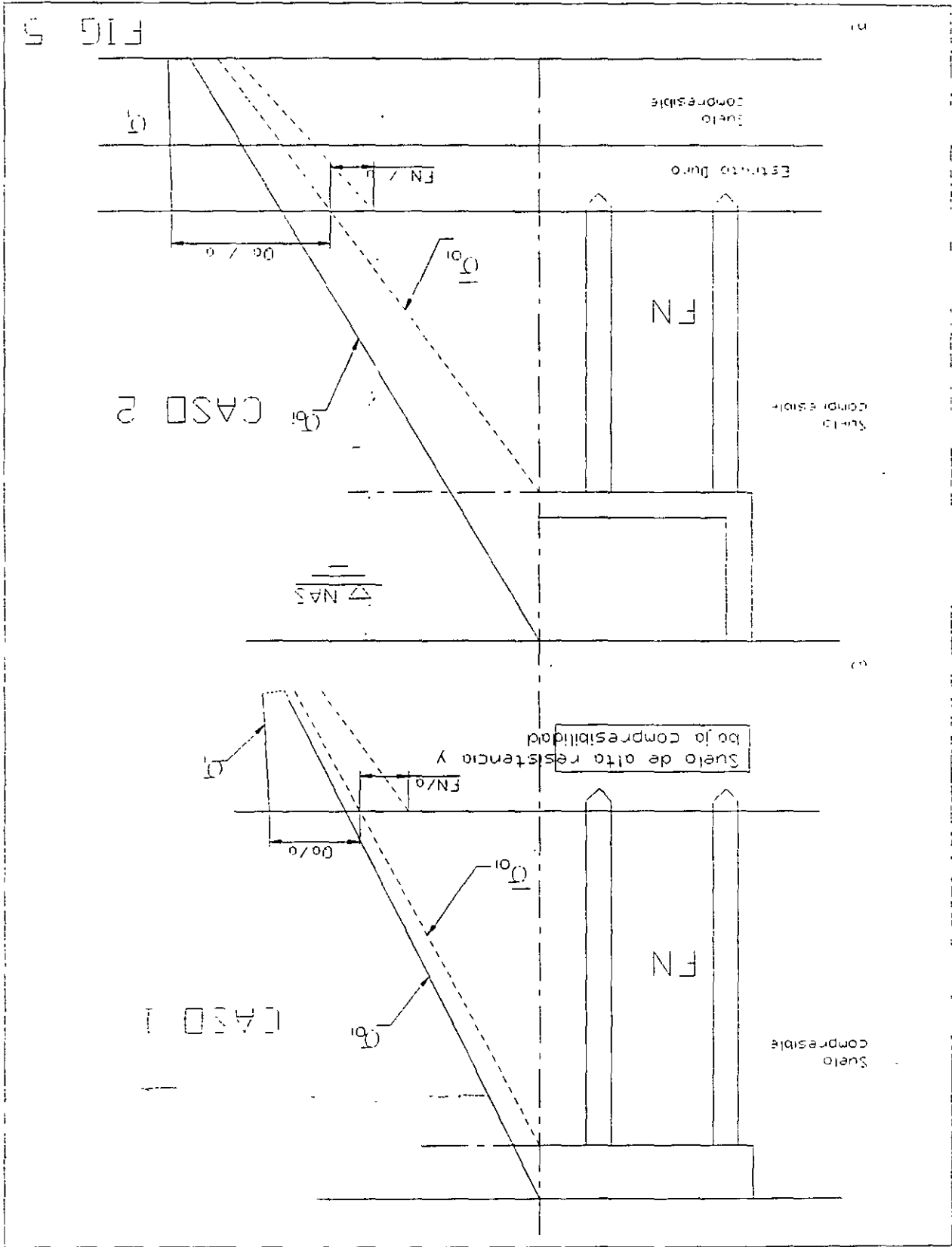
ESPECTRO ENVOLVENTE DE DISEÑO SISMICO



... DEFORMACION DE LA ESTRUCTURA
Y DE LA CIMENTACION

FIGURA 3





EJEMPLO DE CALCULO DE LA CAPACIDAD DE PILOTES PARA RESTRINGIR LA EXPANSION DEL SUELO

INFORMACION DEL PROBLEMA Esfzo efect al nivel de desplante= 5.50 ton/m2

AREA DE EXCAVACION
ANCHO= 25 m
LARGO= 40 m
DISTRIBUCION DE PILOTE UNIFORME
SEPARACION LADO X 4.3 m
SEPARACION LADO Y 3.4 m
NUM TOTAL DE PILOTES 80
DIAM DE LOS PILOTES 0.4 m
LONG DE LOS PILOTES 25 m
DESPLANTE DE LA CIM 5 m
AREA DE CONTACTO 1,000.00 m²

por el concepto de friccion

$$Q_f = \sum_{i=1}^n (c_i + \sigma_{ci}) B_i \gamma_i - 1 + PF_{i-1}$$

$$PF_{i-1} = c_i - \sigma_{ci}$$

Por el concepto 0.3qu

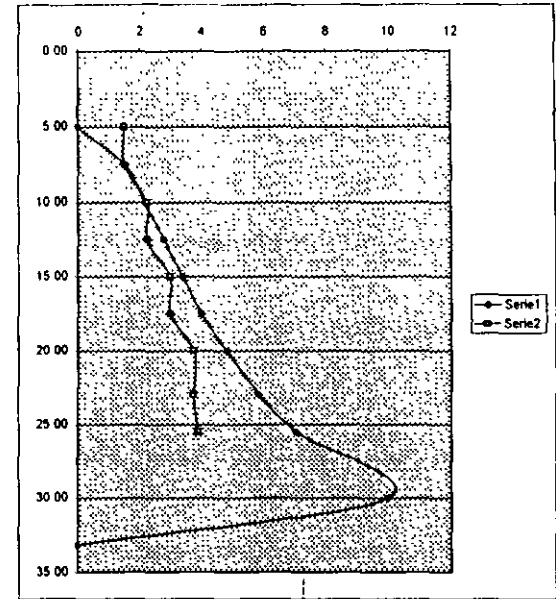
$$(PF)_i = \sum_{j=1}^i (0.3q_{uj}) \Delta Z$$

se analiza el caso de un pilote interior

área nominal= 14.494 m²
K_φ= 0.333 m³ 0.230 m

longitud del pilote= 25.00 m

Estrato #	prof m	área tribut m ²	σ _{vs} ton/m ²	A _i	B _i	C _i	σ _i ton/m ²	PF ton	S _z ton/m ²	0.3qu ton/m ²	ΔPF ton	Corrección por concepto 0.3qu	
												PF corr. ton	σ _a ton/m ²
0	0.00												
1	5.00	8.000	3.33				0.00	0.00	0.00	1.50		0.00	3.33
2	7.50	8.974	4.28	1.0685	0.0685	0.1191	4.57	2.63	1.52	1.50	5.18	2.63	4.57
3	10.00	10.700	5.71	1.0568	0.0568	0.0988	6.55	9.03	2.18	2.25	7.78	9.03	6.55
4	12.50	12.248	6.94	1.0493	0.0493	0.0857	8.38	17.62	2.79	2.25	7.78	16.81	8.31
5	15.00	13.678	8.14	1.0439	0.0439	0.0763	10.21	28.31	3.40	3.00	10.37	27.17	10.12
6	17.50	14.494	9.19	1.0413	0.0413	0.0718	12.02	41.10	4.00	3.00	10.37	37.54	11.78
7	20.00	14.494	10.64	1.0413	0.0413	0.0718	14.53	56.38	4.84	3.75	12.96	50.50	14.13
8	23.00	14.494	12.18	1.0500	0.0500	0.0724	17.60	78.57	5.86	3.75	15.55	66.05	16.74
9	25.50	14.494	14.17	1.0413	0.0413	0.0718	21.13	100.86	7.04	3.90	13.48	79.53	19.66
10	30.00	14.494	19.35	1.0770	0.0770	0.0743	29.96	153.77	9.98	3.90	24.26	103.79	26.51
11	33.20	14.494	27.33						0.00				
12	34.00		28.18										
13	35.60		29.30										
14	37.40		30.57										
15	40.40		31.96										
16	40.80		32.07										
17	46.50		35.30										
18	48.50		37.03										
19	--		0.00										
20	--		0.00										
21	--		0.00										
22	--		0.00										
23	--		0.00										
24	--		0.00										
25	--		0.00										
26	--		0.00										



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES

EJEMPLO DE CALCULO DE LA CAPACIDAD DE PILOTES PARA RESTRINGIR LA EXPANSION DEL SUELO

INFORMACION DEL PROBLEMA Esfzo efect al nivel de desplante= 5.50 ton/m²

AREA DE EXCAVACION

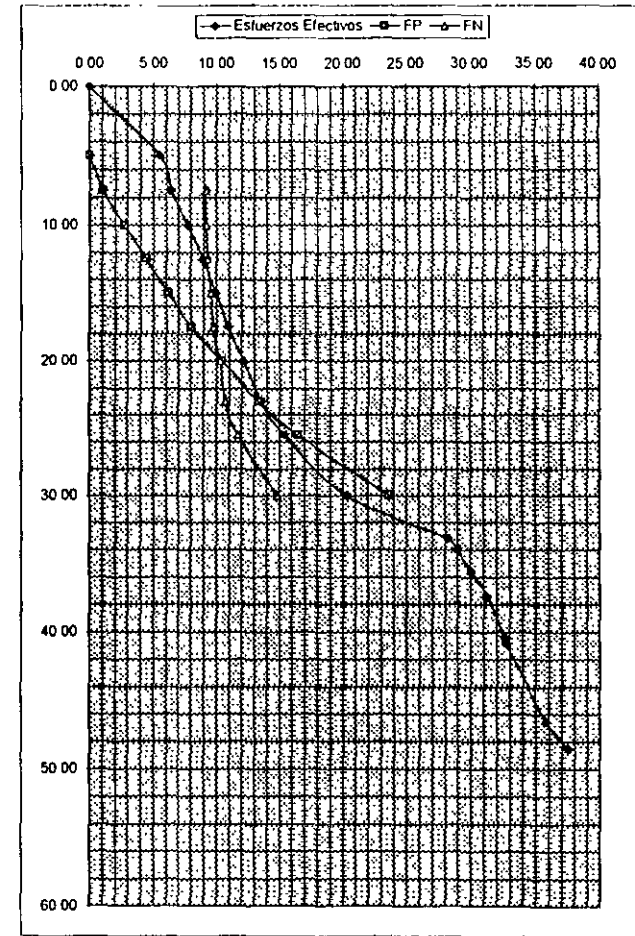
ANCHO= 25 m
LARGO= 40 m

DISTRIBUCION DE PILOT UNIFORME

SEPARACION LADO X 4.3 m
SEPARACION LADO Y 3.4 m
NUM. TOTAL DE PILOTES 80
DIAM. DE LOS PILOTES 0.4 m
LONG. DE LOS PILOTES 25 m
DESPLANTE DE LA CIM. 5 m
AREA DE CONTACTO 1,000.00 m²

Características del subsuelo

Estrato #	De m	A m	c Ton/m ²	φ	qu ton/m ²	prof m	espesor m	σ _o ton/m ²	lz	Δσ _{exc} ton/m ²	σ _{test} ton/m ²
		0.00				0.00		0.00			
1	0.00	5.00	--	--	--	5.00	5.00	5.50	1.0000	5.50	0.00
2	5.00	7.50	--	--	5.0	7.50	2.50	6.43	0.9915	5.45	0.98
3	7.50	10.00	--	--	5.0	10.00	2.50	7.80	0.9642	5.30	2.50
4	10.00	12.50	--	--	7.5	12.50	2.50	8.93	0.9184	5.05	3.88
5	12.50	15.00	--	--	7.5	15.00	2.50	10.00	0.8582	4.72	5.28
6	15.00	17.50	--	--	10.0	17.50	2.50	10.90	0.7891	4.34	6.56
7	17.50	20.00	--	--	10.0	20.00	2.50	12.20	0.7167	3.94	8.26
8	20.00	23.00	--	--	12.5	23.00	3.00	13.55	0.6318	3.48	10.07
9	23.00	25.50	--	--	12.5	25.50	2.50	15.40	0.5659	3.11	12.29
10	25.50	30.00	--	--	13.0	30.00	4.50	20.35	0.4623	2.54	17.81
11	30.00	33.20	--	--	13.0	33.20	3.20	28.20	0.4010	2.21	25.99
12	33.20	34.00	0.0	38.0	--	34.00	0.80	29.00	0.3871	2.13	26.87
13	34.00	35.60	--	--	--	35.60	1.60	30.08	0.3611	1.99	28.09
14	35.60	37.40	--	--	--	37.40	1.80	31.30	0.3344	1.84	29.46
15	37.40	40.40	--	--	--	40.40	3.00	32.60	0.2952	1.62	30.98
16	40.40	40.80	--	--	--	40.80	0.40	32.70	0.2904	1.60	31.10
17	40.80	46.50	--	--	--	46.50	5.70	35.80	0.2322	1.28	34.52
18	46.50	48.50	--	--	--	48.50	2.00	37.50	0.2155	1.19	36.31
19	48.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
20	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
21	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
22	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
23	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
24	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
25	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
26	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES

Esfzo efect al nivel de desplante= 5.50 ton/m2

ANCHO= 25 m
LARGO= 40 m
DISTRIBUCION DE PILOTES UNIFORME
SEPARACION LADO X 4.3 m
SEPARACION LADO Y 3.4 m
NUM TOTAL DE PILOTES 80
DIAM DE LOS PILOTES 0.4 m
LONG DE LOS PILOTES 25 m
DESPLANTE DE LA CIM 5 m
AREA DE CONTACTO 1,000.00 m²

por el concepto de fricción $C_u = A_u \cdot B_u \cdot (1 + \alpha) \cdot PF_u$
 $PF_u = \sigma_u / \sigma_{cu}$

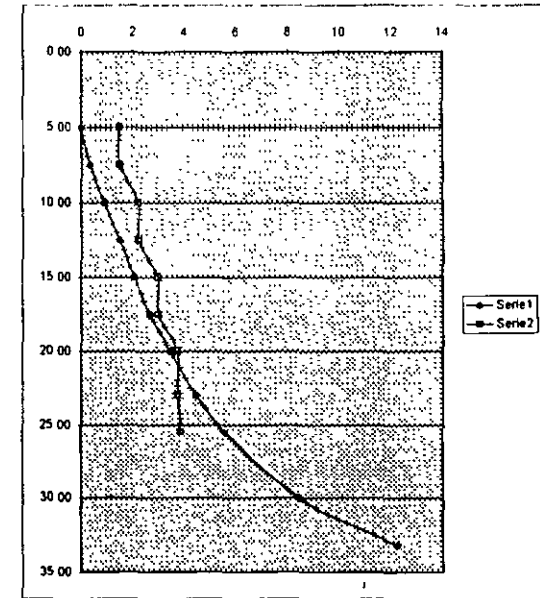
Por el concepto 0.3qu $(PF_u) = 0.3 \cdot \sigma_u / \sigma_{cu}$

se analiza el caso de un pilote interior

área nominal= 14.494 m²
K_f= 0.333 m² 0.230 m

longitud del pilote= 25.00 m

Estrato #	prof m	área tribut m ²	σ _u ton/m ²	A ₁	B ₁	C ₁	σ ₁ ton/m ²	PF ton	S _z ton/m ²	0.3qu ton/m ²	ΔPF ton	Corrección por concepto 0.3qu	
												PF corr ton	σ _d ton/m ²
0	0.00												
1	5.00	8.000	0.00				0.00	0.00	0.00	1.50		0.00	0.00
2	7.50	8.974	0.98	1.0685	0.0685	0.1191	1.04	0.60	0.35	1.50	5.18	0.60	1.04
3	10.00	10.700	2.50	1.0568	0.0568	0.0988	2.76	2.79	0.92	2.25	7.78	2.79	2.76
4	12.50	12.248	3.88	1.0493	0.0493	0.0857	4.44	6.93	1.48	2.25	7.78	6.93	4.44
5	15.00	13.678	5.28	1.0439	0.0439	0.0763	6.24	13.08	2.08	3.00	10.37	13.08	6.24
6	17.50	14.494	6.56	1.0413	0.0413	0.0718	8.03	21.29	2.67	3.00	10.37	21.29	8.03
7	20.00	14.494	8.26	1.0413	0.0413	0.0718	10.46	31.92	3.48	3.75	12.96	31.92	10.46
8	23.00	14.494	10.07	1.0500	0.0500	0.0724	13.41	48.41	4.47	3.75	15.55	47.47	13.35
9	25.50	14.494	12.29	1.0413	0.0413	0.0718	16.83	65.81	5.60	3.90	13.48	60.95	16.49
10	30.00	14.494	17.81	1.0770	0.0770	0.0743	25.36	109.51	8.45	3.90	24.26	85.21	23.69
11	33.20	14.494	25.99	1.0535	0.0535	0.0727	36.70	155.22	12.22				
12	34.00		26.87										
13	35.60		28.09										
14	37.40		29.46										
15	40.40		33.98										
16	40.80		31.10										
17	46.50		34.52										
18	48.50		36.31										
19	-		0.00										
20	-		0.00										
21	-		0.00										
22	-		0.00										
23	-		0.00										
24	-		0.00										
25	-		0.00										
26	-		0.00										



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA DIVISION DE EDUCACIÓN CONTINUA
DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES

EJEMPLO DE CALCULO DE LA CAPACIDAD DE PILOTES PARA RESTRINGIR LA EXPANSION DEL SUELO

INFORMACION DEL PROBLEMA: Esfzo efect al nivel de desplante= 5.50 ton/m2

AREA DE EXCAVACION:

ANCHO= 25 m
LARGO= 40 m

Se analiza el caso de un pilote interior

área nominal= 14.494 m2

K_{ϕ} = 0.333 m_i = 0.220 m

= 15.40 ton/m2

en la punta del pilote:

= 17.81 ton/m2

NF= 79.72 ton

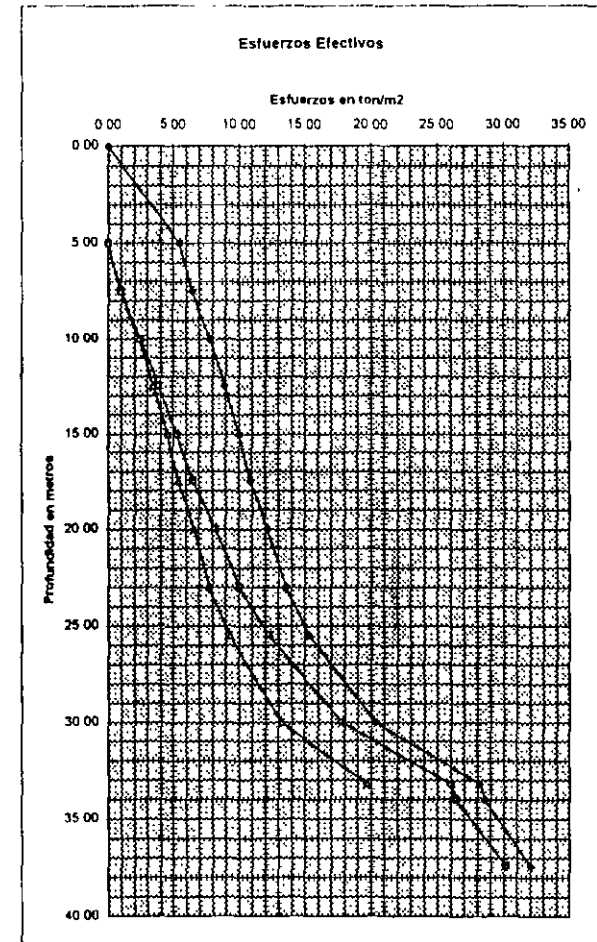
Estrato #	prof m	área tribut. m2	σ_o ton/m2	Ai	Bi	Ci	σ_i ton/m2	NF ton
0	0.00	0.000	0.00					
1	5.00	8.000	5.50					
2	7.50	8.974	6.43	1.0652	0.0652	0.1187	9.22	-25.06
3	10.00	10.700	7.80	1.0541	0.0541	0.0985	9.20	-14.95
4	12.50	12.248	8.93	1.0469	0.0469	0.0855	9.32	-4.78
5	15.00	13.678	10.00	1.0418	0.0418	0.0762	9.59	5.61
6	17.50	14.494	10.90	1.0394	0.0394	0.0717	9.78	16.25
7	20.00	14.494	12.20	1.0476	0.0476	0.0723	10.32	27.29
8	23.00	14.494	13.55	1.0394	0.0394	0.0717	10.71	41.14
9	25.50	14.494	15.40	1.0732	0.0732	0.0740	11.71	53.46
10	30.00	14.494	20.35	1.0510	0.0510	0.0725	14.85	79.72
11	33.20	14.494	28.20					
12	34.00		29.00					
13	35.60		30.08					
14	37.40		31.30					
15	40.40		32.60					
16	40.80		32.70					
17	46.50		35.80					
18	48.50		37.50					

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES

EJEMPLO DE CALCULO DE CIMENTACION CON PILOTOS APOYADOS DE PUNTA

INFORMACION DEL PROBLEMA Esfzo efect al nivel de desplante= 5.50 ton/m2
 PESO TOTAL DEL EDIFICIO 12500 t
 AREA DE EXCAVACION ANCHO= 24 m Largo= 40 m Diametro en la punta = 0.5 m AREA PILOTE= 0.196 m2
 DISTRIBUCION DE PILOTE UNIFORME SEPARACION LADO X 3.648 m SEPARACION LADO Y 3.679 m AREA NOMINAL= 11.959 m2
 NUM TOTAL DE PILOTOS 12 DIAM DE LOS PILOTOS 0.50 m LONG DE LOS PILOTOS 27.2 m DESPLANTE DE LA CIM 5 m AREA DE CONTACTO 1.000 00 m2
 Características del subsuelo NIVEL FREATICO 1.5 m

Estrato #	De m	A m	c Ton/m ²	φ	qu ton/m ²	prof m	espesor m	σ _o ton/m ²	I _z	Δσ ton/m ²	σ _{ver} ton/m ²	A _c ton/m	
1	0.00	5.00				0.00	5.00	5.50	1.0000	5.50	0.00		
2	5.00	7.50			6.0	7.50	2.50	8.43	0.9915	5.45	0.98	1.2211402	
3	7.50	10.00			6.0	10.00	2.50	7.80	0.9642	5.30	2.50	4.3425319	
4	10.00	12.50			7.5	12.50	2.50	8.93	0.9184	5.05	3.88	7.9695858	
5	12.50	15.00			7.5	15.00	2.50	10.00	0.8582	4.72	5.28	11.448168	
6	15.00	17.50			10.0	17.50	2.50	10.90	0.7891	4.34	6.56	14.800136	
7	17.50	20.00			10.0	20.00	2.50	12.20	0.7167	3.94	8.26	18.522646	
8	20.00	23.00			12.5	23.00	3.00	13.55	0.6318	3.48	10.07	27.499467	
9	23.00	25.50			12.5	25.50	2.50	15.40	0.5659	3.11	12.29	27.953249	
10	25.50	30.00			13.0	30.00	4.50	20.35	0.4623	2.54	17.81	67.713204	
11	30.00	33.20			13.0	33.20	3.20	28.20	0.4010	2.21	25.99	70.082883	
12	33.20	34.00	0.0	33.0		34.00	0.80	28.60	0.3871	2.13	26.47		
13	34.00	37.40				37.40	3.40	32.00	0.3344	1.84	30.16		
14	37.40											#¡VALOR!	
15													#¡VALOR!
16													#¡VALOR!
17													#¡VALOR!
18													#¡VALOR!
19													#¡VALOR!
20													#¡VALOR!
21													#¡VALOR!
22													#¡VALOR!
23													#¡VALOR!
24													#¡VALOR!
25													#¡VALOR!
26													#¡VALOR!



251 55301

estimacion de la capacidad de carga

estrato resistente de 33.2 m a 37.4 m

alvo de esfuerzos por excavacion 5 m a 5.5 ton/m2

para 25x40 m con el pilote a 34 m $l_z = 0.3871$ $\gamma_{exc} = 2.13$ ton/m²

por lo tanto $\sigma_{od} = 28.6$ ton/m² $\sigma_{test od} = 26.47$ t/m²

sin tomar en cuenta la fricción negativa la capacidad de carga para

y

c =	0	U/m ²		
f =	38	grados	Drr =	0.8
N'q =	107.7		N'q =	61.5
le =	0.8	m	hm =	3.0
				m
Nq =	N'q + (N'q * N'q) * le / hm		Nq =	73.82
Qpu =	1.3 * ($\sigma_{test od}$ * Nq) * (Dr + 0.1) * Ap			
Qpu =	414.4	t		
Qa =	138.1	t		
PESO EFECTIVO DEL EDIFICIO 9000 t				
Numero de pilotes =	65	pi	sean	96 en un arreglo de 12*8
Separación lado x =	3.545	m		
Separación lado y =	3.429	m		

Tomando en cuenta la fricción negativa se tiene

Esf. Efect. Al nivel superior estrato resistente	19.71	t/m ²
Esf. Efect. Al nivel de la punta del pilote	20.19	t/m ²

incremento de esfuerzos por fricción positiva en la parte empotrada del pilote

$$m = K \cdot (le/2) \cdot (w/a)$$

$$\Delta\sigma = m / (1 - m) \cdot (\sigma_{od} - \sigma_{od})$$

m =	0.0183696	
$\Delta\sigma$ =	0.747	t/m ²
FP =	8.93	t

Qu =	336.87	t
Qa =	92.78	t
Numero de pilotes corregido	97	

fricción negativa : $(\sigma_i < \sigma_{oi})$

Caso I de la cabeza del pilote a la punta

$$A_i = \frac{a_i}{a_i + m_i \Delta z_i}, \quad B_i = \frac{m_i \Delta z_i}{a_i + m_i \Delta z_i}, \quad C_i = \frac{1}{a_i + m_i \Delta z_i}$$

$$\sigma_i = A_i \cdot \sigma_{oi} - B_i \cdot \sigma_{i-1} - C_i \cdot (NF)_{i-1}$$

$$(NF)_i = (\sigma_{oi} - \sigma_i) \cdot \bar{a}_i, \quad (NF)_{i-1} \quad \sigma_{i-1}$$

Se analiza el caso de un pilote interior

área nominal= 11.96 m²

K ϕ = 0.333 m_i= 0.192 m

σ_{oi} = 0.00 ton/m²

σ_i = 0.00 ton

NF= 0.00 ton

condiciones de frontera:

Estrato #	prof m	a _{ez} m ²	σ_{test} ton/m ²	A _i	B _i	C _i	σ_i ton/m ²	NF ton
0	0.00		#¡VALOR!					
1	5.00	12.030	0.00				0	0
2	7.50	12.030	0.98	0.9616	0.0384	0.0799	0.94	0.45
3	10.00	12.030	2.50	0.9616	0.0384	0.0799	2.33	2.02
4	12.50	12.030	3.88	0.9616	0.0384	0.0799	3.48	4.81
5	15.00	12.030	5.28	0.9616	0.0384	0.0799	4.56	8.68
6	17.50	12.030	6.56	0.9616	0.0384	0.0799	5.44	13.48
7	20.00	12.030	8.26	0.9616	0.0384	0.0799	6.65	19.29
8	23.00	12.030	10.07	0.9543	0.0457	0.0793	7.78	27.62
9	25.50	12.030	12.29	0.9616	0.0384	0.0799	9.31	35.83
10	30.00	12.030	17.81	0.9329	0.0671	0.0775	13.21	55.31
11	33.20	12.030	25.99	0.9514	0.0486	0.0791	19.71	75.56
12	34.00		26.47					
13	37.40		30.16					
14	--							
15	--							
16	--							
17	--							
18	--							
19	--							
20	--							
21	--							
22	--							
23	--							
24	--							
25	--							
26	--							