

Nº 81  
264



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**INFLUENCIA DE LAS EXCAVACIONES  
PROFUNDAS EN LAS ESTRUCTURAS  
COLINDANTES**

**T E S I S**

Que para Obtener el Titulo de:

**I N G E N I E R O C I V I L**

P r e s e n t a n :

JAVIER ARTURO MENDIETA PARRA

RICARDO FLORES ESPINOSA

México, D. F.

1992

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

# INDICE

<b>CAPITULO I: INTRODUCCION</b>	<b>1</b>
<b>CAPITULO II: REVISION DE ESTADOS LIMITE DE FALLA</b>	<b>6</b>
ii.1 <i>Generalidades</i>	6
ii.2 <i>Falla por subpresión en estratos permeables</i>	7
ii.2.1 <i>Mecanismo de falla</i>	7
ii.2.2 <i>Permeabilidad del suelo</i>	9
ii.2.3 <i>Flujo de agua</i>	12
ii.2.4 <i>Capilaridad de los suelos</i>	13
ii.2.5 <i>Esfuerzos totales, neutros y efectivos</i>	18
ii.2.6 <i>Abatimiento del nivel freático en excavaciones</i>	25
- <i>Métodos comunes para el control del flujo de agua en excavaciones</i>	29
ii.2.7 <i>Filtración en pozos</i>	33
ii.2.8 <i>Recomendaciones para determinar el tipo apropiado de un sistema de bombeo</i>	53
ii.2.9 <i>Ejemplo ilustrativo</i>	54
ii.3 <i>Falla de fondo</i>	68
ii.3.1 <i>Mecanismo de falla</i>	68
ii.3.2 <i>Estabilidad de las paredes de una excavación</i>	70
- <i>Excavaciones a cielo abierto con taludes sin apuntalar</i>	70
- <i>Entibamiento y apuntalamiento de las excavaciones poco profundas</i>	70
- <i>Entibamiento y apuntalamiento de excavaciones profundas</i>	72
ii.4 <i>Empuje sobre los troqueles</i>	77
ii.5 <i>Importancia legal de las observaciones de campo para el control de las operaciones de construcción</i>	85
- <i>Estabilidad de las estructuras vecinas</i>	86

<i>-Estabilidad de la excavación y asentamientos</i>	87
<i>-Consideraciones y recomendaciones para efectuar excavaciones</i>	88
<i>-Medidas adoptadas para proteger los edificios históricos en las zonas existentes en las zonas por donde pasará la línea 8 del Metro de la Ciudad de México</i>	89
<i>II.6 Ejemplo ilustrativo</i>	91
<b>CAPITULO III: REVISION DE ESTADOS LIMITE DE SERVICIO</b>	101
<i>III.1 Generalidades</i>	101
<i>III.2 Expansiones instantáneas y diferidas por descarga</i>	102
<i>III.3 Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones</i>	117
<i>III.4 Ejemplo ilustrativo</i>	121
<b>CAPITULO IV: CONCLUSIONES</b>	137
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	142

## **CAPITULO I : INTRODUCCION**

*Las cimentaciones de la mayor parte de las estructuras se desplantan abajo de la superficie del terreno. Por lo tanto, no pueden construirse hasta que se ha excavado el suelo o roca que está arriba del nivel de desplante de las cimentaciones.*

*Una excavación es un hueco que se hace en el suelo con un propósito específico; el proyecto de una excavación depende principalmente de dos factores: la naturaleza del suelo y las dimensiones de la excavación.*

*La naturaleza del suelo influye con su resistencia, su deformabilidad, su facilidad para ser excavado, la profundidad del agua subterránea y su permeabilidad, mientras que el tamaño de la excavación influye o tiene que ver en el proyecto de la excavación con su profundidad, área, volumen por excavar y el espacio requerido para el trabajo del equipo y para la estructura.*

*Las excavaciones se pueden clasificar sencillamente de la siguiente manera:*

- *Excavaciones abiertas o excavaciones que no requieren de alguna estructura especial para soporte del suelo ni para el manejo del agua subterránea.*
- *Excavaciones profundas o excavaciones de una profundidad mayor de 6 m (fijado a priori), de las cuales se tratará el presente trabajo.*

*En las excavaciones abiertas el suelo se excava dándole a los taludes de la excavación la mayor inclinación que permita la estabilidad del mismo, como podría ser 1.5 (horizontal) a*

*1.0 (vertical) en arenas, disminuyendo el talud en relación directa con el aumento de la profundidad de la excavación y con la baja resistencia del suelo.*

*Para un análisis de estabilidad adecuado en el caso de las excavaciones abiertas, el análisis se deberá realizar por medio de los procedimientos de estabilidad de taludes, mientras que en el análisis de una excavación profunda se procede al estudio de los ademes o entibaciones de las excavaciones y los mamparos o tablestacas ancladas.*

*En excavaciones profundas se recurre al uso de ademes debido principalmente a la falta de espacio dentro del área de excavación. Esto significa que una excavación profunda no requiere necesariamente de un sistema de ademado, si hay espacio se puede recurrir al uso de taludes.*

*Todo proceso de excavación está asociado a un cambio del estado de esfuerzo en el suelo, este cambio está inevitablemente acompañado por deformaciones. Estas comúnmente toman la forma de hundimiento del área que rodea la excavación, de movimiento hacia dentro del suelo situado en los bordes y de bufamiento del suelo localizado abajo del fondo. Las estructuras apoyadas en cimentaciones que descansan sobre el material que se deforma, experimentan los movimientos correspondientes. Comúnmente se asientan y se mueven hacia la excavación.*

*Como no puede hacerse una excavación sin alterar el estado de esfuerzo en cierto grado, puede considerarse como inevitable el que se produzcan algunos movimientos de las estructuras vecinas. Sin embargo, a los movimientos inevitables asociados a un tipo de construcción determinado, pueden añadirse otros debidos a la mala técnica de construcción. Si el*

*apuntalamiento de los frentes de excavación se hace descuidadamente, por ejemplo, pueden ocurrir grandes desplazamientos.*

*La porción del movimiento asociada a las malas técnicas debe considerarse como innecesaria y por lo tanto, debe evitarse.*

*Métodos de construcción distintos traen consigo montos también distintos de movimiento inevitable. En algunos casos, no puede usarse un procedimiento dado, debido al daño demasiado grande que indiscutiblemente se haría a las estructuras vecinas, aun cuando la técnica fuera excelente. Por lo tanto, el ingeniero deberá estar prevenido de las consecuencias que arranca el uso de diferentes procedimientos de construcción y deberá tener el cuidado de no especificar métodos de excavación y apuntalamiento que no puedan efectuarse sin causar daños a las propiedades adyacentes.*

*Para evitar este peligro, el ingeniero necesita estar familiarizado con los diferentes procedimientos de excavación y de apuntalamiento de los frentes de las excavaciones. En un trabajo dado, deberá utilizar las observaciones que sean necesarias para determinar si los movimientos son mayores que los que deben considerarse como inevitables, y para determinar la mejor forma de reducir cualesquiera movimientos que puedan evitarse.*

*Este trabajo consta fundamentalmente de dos capítulos en los que se contempla el análisis y diseño de excavaciones profundas, así como su posible influencia en las estructuras colindantes.*

*En el capítulo II se revisan los estados límite de falla, analizando la posibilidad de falla del fondo de una excavación por subpresión en estratos subyacentes, se explica el mecanismo de falla buscando que se entienda por completo el fenómeno físico. Se estudian las propiedades*

*hidráulicas de los suelos, mismas que son de fundamental importancia en el estudio de los problemas de estabilidad. Así mismo, se habla del flujo de agua en la masa del suelo, del fenómeno de capilaridad, de conceptos básicos como esfuerzos totales, neutros y efectivos; se discute sobre el propósito y métodos de drenaje en excavaciones y se estudia el problema de la filtración en los pozos utilizados para reducir el nivel freático, tanto desde el punto de vista analítico como gráfico (redes horizontales de flujo). Además, se da una tabla que al utilizarla con criterio da una idea aproximada de los intervalos de aplicabilidad de los distintos sistemas de abatimiento por bombeo, tomando como base el diámetro en mm de los granos del suelo en cuestión.*

*En el inciso II.2.9 se plantea un problema (ejemplo ilustrativo) en cuya solución se aplican los conceptos teóricos reseñados hasta aquí.*

*Posteriormente se analiza la posibilidad de falla de fondo de una excavación por cortante y se establecen los factores de carga y resistencia a utilizar. Se comenta acerca de la estabilidad de las paredes de una excavación y de los métodos comúnmente utilizados para ademar, además, se estudia la forma de determinar los empujes sobre los troqueles y el diseño estructural de los ademes. Se trata someramente el tema de los problemas legales que causan las malas operaciones de construcción de una excavación y de sus efectos nocivos en las estructuras colindantes; se dan ciertas recomendaciones para efectuar excavaciones y se comenta sobre las medidas adoptadas para proteger los edificios históricos existentes en las zonas por donde pasará la línea 8 del Metropolitano de la Ciudad de México. Finalmente se retoma el ejemplo ilustrativo planteado y se realiza la revisión por falla de fondo, así como el cálculo del talud por un método sencillo (dadas las condiciones del problema) en las transiciones de las etapas de excavación.*

*En el capítulo III se revisan los estados límite de servicio analizando las causas que provocan el fenómeno de expansiones instantáneas y diferidas por descarga en el área de la excavación y en los alrededores. Se establece que es válido utilizar la teoría de la elasticidad para determinar la magnitud de dichos movimientos. Se comenta acerca de la determinación de algunos parámetros elásticos ( $E$ , módulo de elasticidad y  $\mu$  relación de Poisson). Se comparan los criterios de varios autores en el análisis de expansiones, tanto a corto como a largo plazo y se concluye que es necesario aplicar un factor de reducción a los valores calculados analíticamente de las expansiones; ya que resultan mayores que los medidos en el campo.*

*Así mismo, se habla del asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones y se analizan las componentes que intervienen en la generación de movimientos en la cercanía de una excavación.*

*Finalmente se retoma el ejemplo ilustrativo planteado inicialmente y se calculan las expansiones instantáneas en 3 puntos de importancia; se determina en qué grado afectan a la estructura colindante y el empuje de tierras sobre el ademe.*

*En el capítulo IV y último se presentan las conclusiones a las que hemos llegado al haber desarrollado este trabajo.*

## **CAPITULO II: REVISIÓN DE ESTADOS LIMITE DE FALLA**

### **II.1 Generalidades.**

*De acuerdo con el artículo 183 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.*

*Las Normas Técnicas Complementarias establecen los estados límite de falla más importantes para cada material y tipo de estructura.*

*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 seguridad será de 0.7. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a la excavación será de 1.5 t/m<sup>2</sup> con factor de carga unitario.*

*Además de estudiar cuidadosamente las propiedades necesarias para la identificación y clasificación de los suelos y de las rocas, el ingeniero especialista en cimentaciones debe poseer un conocimiento cuantitativo de las propiedades físicas de los materiales con que trabaja. Si, por ejemplo, en la construcción de una cimentación se requiere abatir el nivel de agua freática,*

el ingeniero deberá estar informado con respecto a las propiedades hidráulicas y las características de drenaje de los materiales del subsuelo. En este capítulo se analizarán estas cuestiones.

## II.2 Falla por subpresión en estratos permeables.

### II.2.1 Mecanismo de falla.

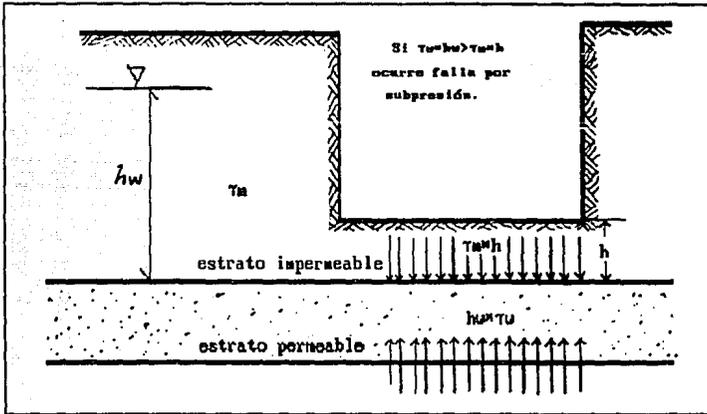


FIGURA 1 Falla por subpresión.

En el caso de suelos sin cohesión, se analizará 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 de espesor  $h$ , la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, debe considerarse que la presión del agua en este estrato podría levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo  $h$  del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a:*

$$h > \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m}\right) * h_w$$

*donde:*

*$h_w$  = altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable.*

*$h$  = espesor de la capa impermeable.*

*$\gamma_w$  = peso volumétrico del agua .*

*$\gamma_m$  = peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.*

*Cuando el espesor  $h$  sea insuficiente para asegurar la estabilidad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de pozos de alivio.*

### **II.2.2 Permeabilidad del suelo.**

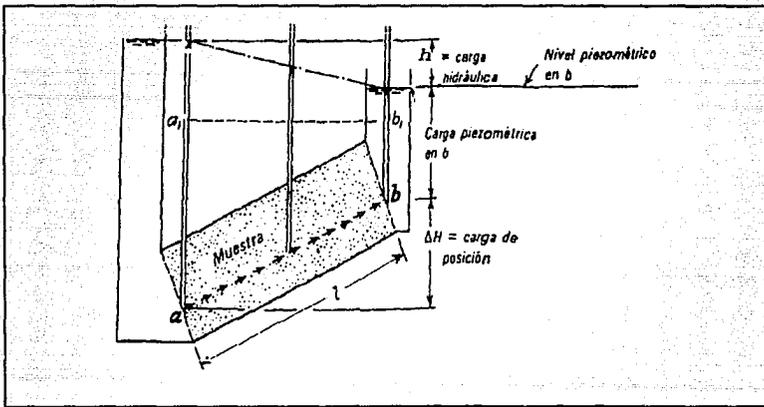
*Las propiedades hidráulicas de los suelos son de importancia en el estudio de los problemas de estabilidad. El conocimiento de la permeabilidad del suelo es necesario en los estudios de filtración del agua gravitacional subterránea y principalmente de las masas del subsuelo que se encuentran estratificadas. La determinación cuantitativa de la permeabilidad de los suelos permite el cálculo de los gastos subterráneos en problemas de filtración, drenado y consolidación de los suelos.*

*Se dice que un material es permeable, cuando contiene huecos o intersticios continuos. Todos los suelos y todas las rocas satisfacen esta condición. Sin embargo, hay grandes diferencias en el grado de permeabilidad de los diferentes materiales térreos. La cantidad de agua que pasa a través de una roca densa puede ser tan pequeña que puede pasar inadvertida, porque la evaporación evita que se acumule en la cara expuesta; sin embargo, el paso del agua a través de este material puede producir presiones de infiltración entre los granos minerales, que pueden ser tan grandes como las que se ejercen en materiales más permeables que estén bajo el efecto de una carga hidráulica.*

*Para entender cuáles son las fuerzas que regulan el paso del agua a través de los materiales térreos, es necesario conocer el significado de ciertos términos que se usan en hidráulica. En la Fig.2, los puntos a y b representan los extremos de la trayectoria a lo largo de la cual pasa el agua a través de una muestra de tierra. En cada extremo se ha instalado un tubo vertical, conocido como tubo piezométrico, que permite la observación del nivel a que sube el agua en esos puntos. El nivel del agua en el tubo b se conoce como nivel piezométrico en b, y la distancia vertical desde ese nivel al punto b, es la carga piezométrica en b. La*

distancia vertical entre  $a$  y  $b$  representa la carga de posición,  $\Delta H$ , en  $b$  con respecto a  $a$ .

Si el nivel piezométrico en  $a$ , es igual al nivel piezométrico en  $b$ , el sistema está en reposo, y cualquiera que sea la magnitud de  $\Delta H$ , no habrá ninguna corriente de  $a$  hacia  $b$ . El agua correrá solamente si existe una diferencia en los niveles piezométricos de  $a$  y  $b$ , a esta diferencia se le llama carga hidráulica  $h$  ó diferencia de nivel piezométrico entre  $a$  y  $b$ . En la figura los puntos  $a_1$  y  $b_1$  están a la misma elevación.



**FIGURA 2** Diagrama que ilustra el significado de carga hidráulica, carga piezométrica y carga de posición.

En estas condiciones, la presión en  $a_1$ , excede la de  $b_1$  en una cantidad igual al peso específico del agua, multiplicado por la diferencia de nivel piezométrico. Este valor,  $\gamma_w h$ , se llama presión en exceso de la hidrostática en  $b$  con respecto a  $a$  y se designa con el símbolo  $u$ .

*Esta presión es la que hace mover el agua de a a b. La relación*

$$i_p = \gamma_w \left( \frac{h}{l} \right) = \frac{u}{l}$$

*es el gradiente de presión de a a b, y la relación*

$$i = \frac{i_p}{\gamma_w} = \frac{h}{l}$$

*se define como el gradiente hidráulico entre a y b, es un número adimensional (no tiene unidades).*

*El flujo de agua a través de las sustancias permeables está gobernado por la relación empírica  $v = ki$ , enunciada por H. Darcy (1856) y expresa que la velocidad media de filtración  $v$  es directamente proporcional al gradiente hidráulico  $i$ ; la constante de permeabilidad  $k$  queda definida como el coeficiente de permeabilidad, dicho valor depende de las características de la sustancia permeable, pero también es función del peso volumétrico y de la viscosidad del líquido; dado que el agua es el único líquido que importa al especialista en cimentaciones, la influencia de las diferencias en el peso volumétrico del líquido es despreciable. Además, los cambios de viscosidad dentro de las variaciones ordinarias de temperatura del agua en el subsuelo son relativamente insignificantes y pueden omitirse al resolver problemas prácticos, así, se acostumbra y se justifica que los ingenieros civiles consideren el coeficiente de permeabilidad como una propiedad constante del suelo o de la roca.*

*La determinación directa del coeficiente de permeabilidad  $k$  se efectúa por medio de aparatos llamados permeámetros. Se usan dos tipos básicos de permeámetros de acuerdo con la permeabilidad de los materiales. Cuando el material está constituido principalmente por arena*

*limpia o mezclas de arena y grava se usa el permeámetro de carga constante, en donde no se requiere mucha experiencia para la determinación de  $k$ . Si los materiales son más finos como arena fina y mezclas de arena, limo y aún algo de arcilla, se usa el permeámetro de carga variable con el cual se pueden medir gastos muy pequeños que atraviesan la probeta. En este último tipo de permeámetro se requiere mucha experiencia en la interpretación de los resultados cuando se trata de materiales que contienen arcilla. Para los materiales arcillosos se puede usar con éxito un procedimiento indirecto para la determinación del coeficiente de permeabilidad por medio de la teoría de la consolidación. Sin embargo, este procedimiento requiere mucha experiencia y una comprensión clara de la teoría de la consolidación y sus limitaciones.*

### **II.2.3 Flujo de agua.**

*El conocimiento de la forma en que fluye el agua a través de la masa del suelo es básico en la resolución de los problemas de estabilidad relacionados con las obras de tierra, cimentaciones, excavaciones y en general en la estabilidad de taludes artificiales o naturales.*

*Tomando en cuenta la movilidad del agua dentro del suelo se puede clasificar como:*

- a) Agua adsorbida la cual está ligada a las partículas del suelo por fuerzas de origen eléctrico.*
- b) Agua capilar cuyo flujo es muy importante en mecánica de suelos, se encuentra por arriba del nivel de aguas freáticas (NAF).*

*c) Agua libre o gravitacional que se mueve en el interior de la masa de un suelo por efecto de la gravedad terrestre sin otro obstáculo que el que le impone su viscosidad y la trama estructural del suelo.*

*En una masa del suelo, el agua libre está separada del agua capilar por una superficie de agua a la que se denomina Nivel de Aguas Freáticas.*

*Se considera Nivel de Aguas Freáticas (N.A.F.) a la superficie que constituye el lugar geométrico de los puntos en que el agua posee una presión igual a la atmosférica, que en cuestiones de flujo de agua y para fines de ingeniería en los que se trabaja con presiones manométricas, se considera nula.*

#### ***II.2.4 Capilaridad de los suelos.***

*El entendimiento del fenómeno de capilaridad de los suelos es de importancia en conjunto con las propiedades hidráulicas generales si se quiere comprender íntegramente el comportamiento del suelo, principalmente en los problemas de resistencia aparente ocasionada por la capilaridad, efectos de consolidación de los suelos, y aún mas importante es el proceso de desecación que afecta, por el desarrollo de fuerzas capilares, las propiedades de resistencia y compresibilidad del material y produce fenómenos complejos en las masas del subsuelo y principalmente en aquellos materiales altamente compresibles o en estado suelto.*

Una superficie líquida resiste tensiones debido a la atracción superficial entre moléculas adyacentes, esta atracción molecular viene medida por la tensión superficial, una propiedad constante de cualquier líquido puro en contacto con otro líquido o con gas a una cierta temperatura.

Este fenómeno permite que un suelo seco succione o mantenga agua a niveles por encima del nivel freático, el nivel al que asciende es inversamente proporcional al tamaño de los poros del suelo.

La altura ( $h_c$ ) de ascenso capilar, de acuerdo con el siguiente croquis, Fig. 3 está dada por la fórmula que a continuación se demostrará:

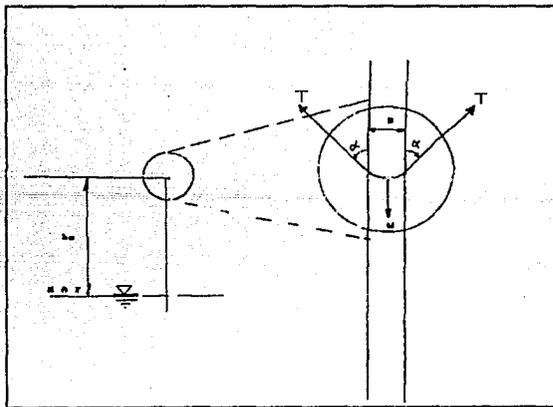


FIGURA 3 Altura capilar.

Se tiene que:

$W$  = peso de la columna de agua por encima del NAF

$F$  = fuerza debida a la tensión capilar ( $T$ )

$$W = ((\pi * D^2)/4) * h_c * \gamma_w$$

$$F = \pi * D * T * \cos \alpha$$

Por equilibrio  $W = F$

entonces:

$$[(\pi * D^2)/4] * h_c * \gamma_w = \pi * D * T * \cos \alpha$$

$$h_c = (4 * T * \cos \alpha) (D * \gamma_w)^{-1}$$

Si el tubo capilar es de vidrio:

$$\cos \alpha = 1$$

con

$$\alpha = 0$$

así

$$h_c \text{ máx.} = (4 * T) (D * \gamma_w)^{-1}$$

y se sabe que:  $T = 0.074$  g/cm. (contacto aire-agua a  $20^\circ\text{C}$ )

por lo tanto:

$$h_c \text{ máx.} = 0.296 / D$$

$D$  y  $h$  en cm.

*Las condiciones del ascenso capilar en una masa de suelo no son estrictamente análogos a los de un tubo de vidrio, debido a que los huecos del suelo tienen diámetros variables. Sin embargo, el diámetro medio de los huecos está relacionado con el promedio del tamaño de los granos, y por lo tanto con la altura de ascensión capilar. Por ello como una tosca aproximación de la altura máxima  $h_c$  (cm) a la que la capilaridad puede elevar el agua en un suelo dado, puede escribirse:*

$$h_c = \frac{C}{e D_{10}}$$

*donde:*

*e = relación de vacíos inicial*

*$D_{10}$  = diámetro efectivo de Allen Hazen en cm*

*C = coeficiente empírico, que depende de la forma de los granos y de las impurezas de la superficie.*

*En general, C tiene un valor comprendido entre 0.1 y 0.5 cm<sup>2</sup>*

*Si la gravedad fuera la única fuerza que obrara sobre el agua en el suelo, el suelo situado arriba del nivel freático estaría siempre completamente seco, excepto durante la filtración resultante de las precipitaciones recientes. Pero, el agua pone de manifiesto la fuerza de tensión superficial, debida a la atracción entre sus moléculas en una interfase de agua y aire. La tensión superficial combinada con la atracción entre el agua para mojar estas sustancias, es una fuerza que tiende a extraer o a retener humedad arriba del NAF. Esta fuerza es una manifestación de la capilaridad.*

*Cierta cantidad de agua de la superficie que se cuela dentro del terreno, no alcanza a llegar al nivel freático, sino que la tensión superficial la sujeta, ya sea en los vacíos menores, o bien, como anillos rodeando los puntos de contacto entre los granos de suelo. Una cantidad de agua adicional puede ascender arriba del NAF debido al proceso de evaporación y condensación.*

*A la humedad de estas fuentes se le conoce con el nombre de humedad de contacto. La tensión superficial en las películas de agua tiende a juntar los granos y se origina la "cohesión aparente" en las arenas y en los limos. A esta cohesión se le llama aparente, ya que por inmersión las películas de agua se destruyen y, también la tendencia de los granos a permanecer juntos. La cohesión aparente entre los granos de una arena suelta húmeda, inhibe la facultad de los granos de deslizarse entre sí y tomar una configuración más compacta. Como una consecuencia pueden encontrarse terraplenes de material sin compactar en estados notablemente sueltos. Si se le sumerge, la estructura muy suelta sufre un colapso y los granos cambian a un estado aún suelto pero estable.*

### II.2.5 esfuerzos totales, neutros y efectivos.

En la masa de suelo existen esfuerzos producidos por el peso propio del suelo (fase sólida y líquida) o por sobrecargas que se le imponen.

En mecánica de suelos se acostumbra clasificar a los esfuerzos en totales, neutros y efectivos y la relación que existe entre ellos se expresa por la fórmula:

$$P = \bar{p} + u$$

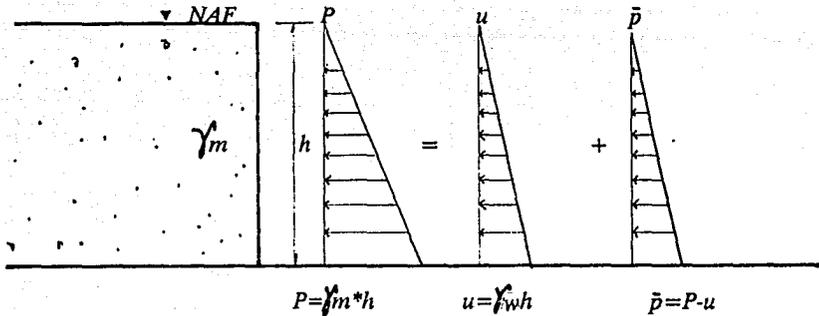
donde:

$\bar{p}$  = Esfuerzo efectivo ó intergranular, de cuya magnitud depende la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo.

$P$  = Esfuerzo total, es un esfuerzo debido al peso de la fase sólida y líquida que constituye un suelo y su magnitud ( $P$ ), para un estrato que se considera homogéneo con peso volumétrico ( $\hat{\gamma}_m$ ) a una profundidad ( $h$ ) es:  $P = \hat{\gamma}_m * h$

$u$  = Esfuerzo neutro de poro, este esfuerzo comúnmente es producto de la presión hidrostática que produce el agua intersticial, su magnitud para una profundidad ( $z$ ) medida a partir del NAF, es  $u = \hat{\gamma}_w * z$ , produciendo esfuerzos de tensión o compresión, dependiendo de si ( $z$ ) se mide a partir del NAF, hacia arriba o hacia abajo respectivamente.

Gráficamente, se acostumbra representar estos esfuerzos como se indica a continuación:



Para  $n$  estratos, los esfuerzos totales neutros y efectivos de cada estrato se suman para obtener los esfuerzos a la profundidad de interés.

La presión efectiva (esfuerzo efectivo) o intergranular es la que actúa entre los granos que forman la estructura del suelo. Se denomina también presión efectiva porque al cambiar ésta se originan deformaciones y cambios estructurales.

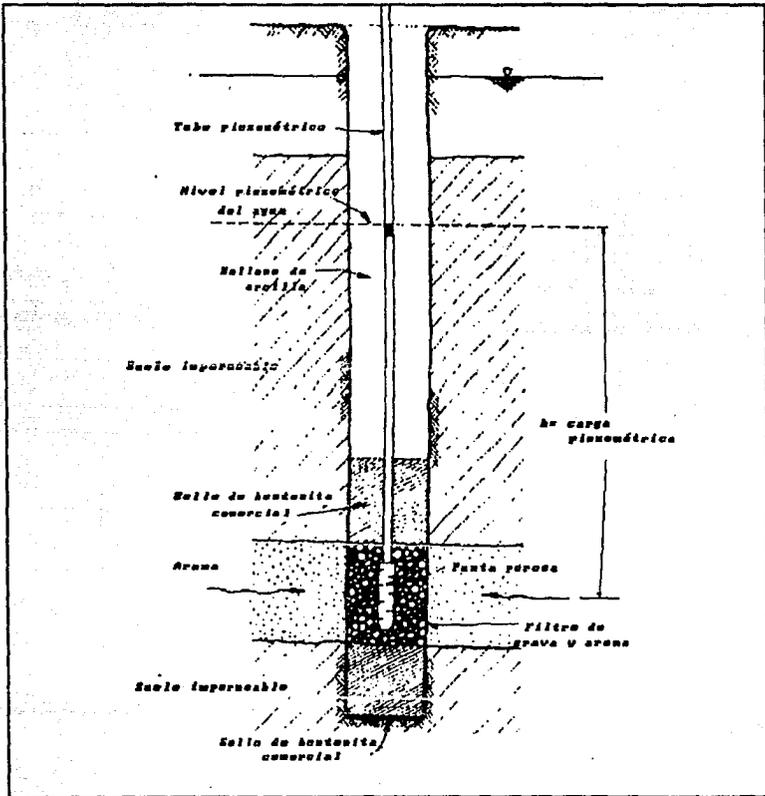
Dicha presión origina también fricción entre los granos ya que la fricción intergranular es función de esta presión. En las arcillas y en general en los materiales cohesivos la presión intergranular hace que los granos se acerquen entre sí aumentándose la adherencia entre ellos. Así pues, el conocimiento de la presión efectiva o intergranular es necesario en mecánica de suelos para entender e interpretar tanto los fenómenos de compresibilidad como de esfuerzo

*cortante y en general todos aquellos problemas relacionados con el comportamiento estructural del subsuelo.*

*La presión hidráulica es aquella que se mide o se calcula, según el caso, en los poros del material, y su determinación es tan importante como la de la presión intergranular. La presión intergranular o efectiva y la presión hidráulica están íntimamente ligadas entre sí en todos los problemas hidráulicos estáticos e hidrodinámicos de la masa del subsuelo.*

*La presión hidráulica puede medirse en el campo por medio de piezómetros, Fig. 4, se instala una punta porosa a la profundidad a la que se desea medir dicha presión. Para su instalación se hace una perforación, e inmediatamente abajo y arriba de la punta porosa se hacen sellos de un material más impermeable que el suelo a la profundidad donde se desea medir la presión del agua. Para este objeto se usa generalmente bentonita comercial. Entre los dos sellos se coloca un filtro de arena para dar fácil acceso al agua dentro de la punta porosa, la cual queda conectada al tubo piezométrico por donde sube el agua. La columna de agua dentro del tubo piezométrico sube a una altura igual a la necesaria para equilibrar la presión en el punto considerado.*

*La altura piezométrica del agua se llama carga piezométrica y el nivel al cual sube el agua dentro del piezómetro nivel piezométrico del agua. En problemas de diseño se valoriza el nivel piezométrico del agua por medio del estudio de las redes de flujo.*



**FIGURA 4** Piezómetro

A continuación se explica cómo encontrar la relación que existe entre la presión efectiva e hidráulica.

Imagínese que el subsuelo se encuentra totalmente sumergido y que no existe flujo de agua en él, es decir, el agua se encuentra en condiciones estáticas. Lo cual se comprueba instalando piezómetros en cualquier punto de la masa del suelo en dichas condiciones, Fig. 5, dichos aparatos tendrán un nivel piezométrico que corresponde a la superficie del suelo igual al nivel de agua superficial. En estas condiciones el peso unitario del material sumergido será  $\bar{\gamma}$  y el del agua  $\gamma_w$ , de donde resulta que la presión total a una profundidad  $z$ , es:

$$P_z = \int_0^z (\bar{\gamma} + \gamma_w) dz$$

esta fórmula expresa el peso total por unidad de superficie de la columna suelo más agua, en donde:

$$\bar{\gamma} + \gamma_w = \gamma_{sat}$$

representa el peso unitario del material saturado entre la profundidad  $z$  y  $z + \Delta z$ , si  $\bar{\gamma}$  es constante con la profundidad se tiene:

$$P_z = (\bar{\gamma} + \gamma_w) z$$

de la expresión original de la presión total se concluye que:

$$\sum_1^n \bar{\gamma} \Delta z$$

representa la presión efectiva  $\bar{P}_z$  a una profundidad  $z$  y que:

$$\sum_1^n \gamma_w \Delta z$$

es la presión hidráulica  $U_z$  a dicha profundidad. Entonces la presión total será :

$$P_z = \bar{P}_z + U_z$$

Esta última ecuación liga la presión efectiva con la presión hidráulica y expresa una condición fundamental en todos los problemas de estabilidad relacionados con ingeniería del subsuelo y en general de obras de tierra.

La presión total para una condición geométrica estratigráfica de saturación y peso del material del problema de que se trate, es invariable para una profundidad determinada, luego:

$$d\bar{P}_z + dU_z = 0$$

así:

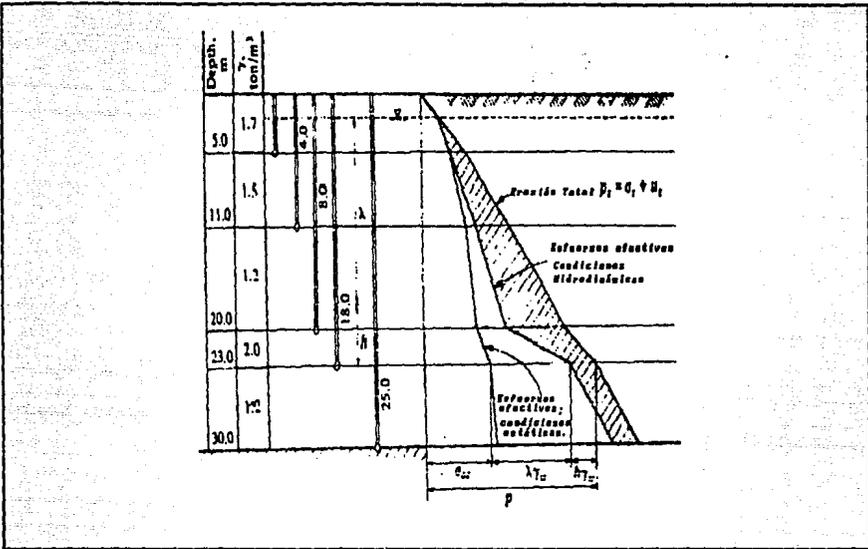
$$d\bar{P}_z = -dU_z$$

Esto significa que a un cambio de presión hidráulica, corresponde un cambio igual y contrario de la presión efectiva o intergranular.

En la Fig. 5 se muestran los valores de las presiones antes expuestas para la estratigrafía y pesos volumétricos y condiciones estáticas del agua del subsuelo, el nivel piezométrico del agua esta localizado a una profundidad de 2.0 m. Sin embargo, si los niveles piezométricos sufren un descenso entonces existirá en el subsuelo un flujo de agua descendente y el agua se encuentra en estado hidrodinámico. Las presiones efectivas podrán calcularse entonces para cualquier profundidad por medio de la siguiente expresión:

$$\bar{P}_z = P_z - h\gamma_w'$$

donde  $h$  es la altura piezométrica del punto considerado.



**FIGURA 5** Presiones efectivas bajo flujo vertical de agua.

De lo anteriormente expuesto puede concluirse que el flujo de agua puede aumentar o disminuir las presiones efectivas en dirección de dicho flujo.

Se puede dar el caso de un flujo ascendente vertical en cuyo caso se originaría una disminución de las presiones efectivas iniciales. Se ve entonces la gran importancia que tiene el flujo del agua del subsuelo en problemas relacionados con presiones intergranulares.

### ***II.2.6 Abatimiento del nivel freático en excavaciones.***

*A continuación se discute sobre el propósito y métodos de drenaje en excavaciones. En la práctica el drenaje se utiliza siempre que se desee eliminar presiones de filtración, o aumentar la resistencia al corte del suelo por reducción de las presiones neutras. Consiste en deprimir el NAF por abajo de la masa de suelo que requiere protección o refuerzo.*

*Las obras de ingeniería requieren excavaciones que frecuentemente alcanzan profundidades superiores a las del nivel freático. Cuando el material excavado sea una arena limpia y permeable, la presencia del agua dificulta grandemente o imposibilita el progreso de la excavación bajo el nivel freático, al irse removiendo material, el agua de las masas vecinas fluye hacia la excavación y las fuerzas de filtración que este flujo produce arrastran arena, así, el fondo de la excavación se va rellenando en forma continua, por lo que al intentar profundizar la excavación bajo el nivel freático sólo se logra ensancharla, pero sin avance real en la dirección vertical. Además de estas dificultades, puede haber agua anegando la excavación lo cual dificulta y encarece enormemente todos los trabajos del ingeniero, tales como preparación de cimbras, colados de concreto, etc. De aquí que sea deseable tener excavaciones en seco, lo cual se logra bajando el nivel freático en toda el área de la excavación a una profundidad mayor que la de la propia excavación. Cuando el material a excavar sea una arcilla compresible, se pueden hacer extensivas las ideas expuestas para las arenas, pero el problema es algo diferente. Si en una arcilla se pudiera hacer la excavación y construcción posterior de la estructura, en forma instantánea (rapidez ideal), no existiría ningún problema, ya que el material tendría su contenido natural de agua y su impermeabilidad haría que, si el tiempo de exposición es suficientemente corto, el material no sufriera expansiones volumétricas ni cambiara su*

resistencia. No obstante, en la realidad, los tiempos de excavación están lejos de la condición ideal y la excavación produce cambios en las propiedades de la arcilla a su alrededor, disminuyendo su resistencia, lo cual tiene consecuencias sobre los taludes y propicia expansiones.

El problema ya no es bajar el nivel freático, que baja simultáneamente con el fondo de la excavación, sino controlar el flujo del agua hacia la excavación, que aunque no llega a inundarla, por su bajo gasto, producirá todos los efectos perjudiciales citados.

También este efecto puede evitarse con un adecuado control del flujo hacia la excavación, utilizando los métodos de los que hablaremos en este capítulo.

En suelos estratificados, con estratos permeables y arcillosos alternados, se logran buenos resultados abatiendo las presiones del agua en las capas permeables, en tal forma que el nivel freático quede por abajo del fondo de la excavación.

Para abatir el nivel freático hasta una profundidad deseada es necesario establecer, por debajo de este nivel, un sistema de colectores ubicados dentro de las perforaciones, galerías o zanjas. El agua fluye del suelo hacia los colectores de los cuales se elimina por bombeo o por otros métodos apropiados. El gradiente hidráulico que se produce en las paredes de los colectores es muy alto y las partículas más finas del suelo son poco a poco arrastradas al colector, a menos que sus paredes sean protegidas por medio de filtros, los que consisten en mallas metálicas, o se forman con arena o grava zarandeada. Las aberturas de las mallas metálicas deben ser iguales al tamaño  $D_{60}$  del suelo natural con el que se encuentran en contacto ( $D_{60}$  = tamaño de la malla por el cual pasa el 60 % del suelo).

Las perforaciones para drenaje van comúnmente protegidas con tubos camisa metálicos, que en su extremidad inferior lleva un trozo de caño perforado o filtro, que queda en contacto con el estrato acuífero. Si el caño camisa tiene un diámetro menor de  $2\frac{1}{2}$  pulgadas, el pozo se

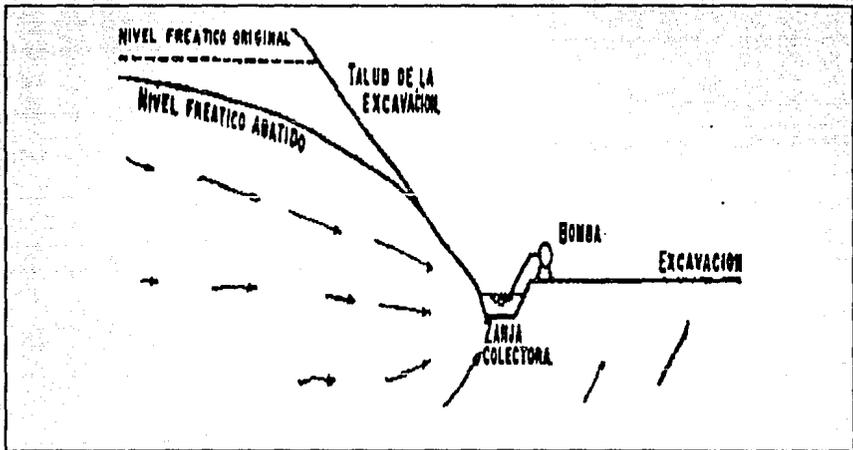
*distingue con el nombre de pozo punta. Cuando las perforaciones son de poco diámetro, el bombeo se efectúa simultáneamente en varias perforaciones interconectadas por medio de un tubo colector de cabeza. Si el diámetro es mayor de 30 cm, se suele bombear el agua por medio de un tubo de succión de mucho menor diámetro y el espacio entre este tubo y las paredes de la perforación se rellena con arena gruesa o con grava. En estos casos la perforación recibe el nombre de pozo filtro. El filtro anular de arena o grava sirve de sustituto a la camisa. Las zanjas colectoras y las galerías consisten en conductos con juntas abiertas, embebidos en arena o grava que satisface los requerimientos granulométricos de un filtro.*

*En el caso de arena, parte del agua drenada que fluye a los colectores es reemplazada por aire (drenaje por invasión de aire). Los suelos de granos muy finos, por el contrario, permanecen saturados y el volumen de vacíos disminuye en una cantidad igual al volumen de agua expelida (drenaje por consolidación).*

*Los suelos muy finos también pueden ser drenados haciendo pasar por los mismos una corriente eléctrica. Este tipo de drenaje se conoce como drenaje por electroósmosis. Asimismo, cuando se somete la parte superior de una masa de suelo muy fino a temperaturas inferiores a 0 °C, el material absorbe agua de las capas inferiores, la que se acumula en la zona superior y contribuye a la formación de capas de hielo. Se puede decir que el suelo de las capas inferiores está sujeto a un drenaje por congelación sin olvidar, sin embargo, que hay acumulación de agua en las capas congeladas.*

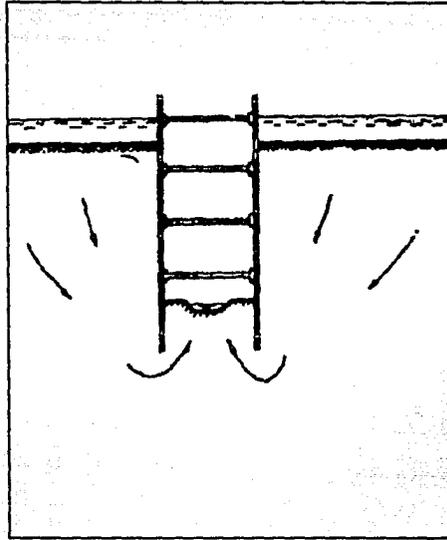
*El método más simple para controlar los efectos del agua en excavaciones poco profundas consiste en colocar en lugares apropiados zanjas a las que el agua fluye por sí sola*

y de las que sea eliminada por bombeo, ver Fig. 6. Este procedimiento es aceptable en materiales permeables, siempre y cuando tengan por lo menos una ligera cementación y en suelos arcillosos de suficiente resistencia y baja expansibilidad.



**FIGURA 6** Control de flujo hacia una excavación poco profunda con zanjas colectoras.

La Fig. 7 ilustra otro método que ha dado buenos resultados.



**FIGURA 7** Control del flujo hacia una excavación poco profunda con tablaestacas usando zanja colectora.

*\*Métodos comunes para control del flujo de agua hacia excavaciones.*

*Los métodos modernos comunes para el abatimiento del nivel freático y/o el control del flujo de agua en excavaciones consisten en esencia en pozos de bombeo, de diversos tipos y diseños, en el número suficiente y en el arreglo y la profundidad adecuados, para lograr el abatimiento del nivel freático a la profundidad deseada en la zona de la excavación o para el debido control del agua en la zona vecina a la excavación.*

*Uno de los métodos más populares es el de los llamados pozos punta de captación. Un pozo punta de captación es esencialmente un tubo perforado o un tubo de malla de acero*

*inoxidable o de latón de 5 a 7.5 cm. de diámetro y de 0.30 a 1 m de longitud. Estos tubos se conectan a la parte inferior de un tubo vertical no perforado a la profundidad deseada. La parte inferior del tubo perforado tiene una cabeza especial para hincarla, con chiflones.*

*Una instalación de pozos punta consiste en la colocación de estos pozos alrededor de la excavación proyectada, a una profundidad que garantice el abatimiento deseado del nivel freático. Las separaciones de esos pozos suelen variar entre 1 y 4 m y sus extremos superiores están conectados a una tubería de descarga de 15 a 20 cm de diámetro. La tubería de descarga va conectada a una bomba que extrae y envía a otro tubo conectado a ella el agua extraída. Como es natural, un sistema de pozos punta instalado en la forma brevemente descrita en lo anterior es sólo adecuada cuando el abatimiento requerido del nivel freático no es muy grande.*

*Por lo general es apropiado cuando la profundidad por abatir no es mayor de 5 m. En aquellos casos en que la profundidad es mayor ha dado muy buen resultado la instalación de varias hileras de estos pozos de captación a distintos niveles. Estas hileras suelen colocarse en bermas dejadas expreso en el talud de la excavación a cada 5 m de desnivel. En esta forma se han logrado abatimientos del orden de 20 a 30 m. Sin embargo, en estos casos pudiera resultar más eficiente el uso de pozos profundos con bombas de turbina instaladas en su parte inferior. Estos pozos profundos es frecuente combinarlos con pozos punta en muchos casos prácticos.*

*Los pozos profundos son de mayor diámetro que los pozos punta de captación y son también ampliamente usados para abatir el nivel freático. Son particularmente adecuados cuando la excavación es profunda, los suelos son muy permeables (arenas y gravas arenosas) y siempre que exista una profundidad suficiente bajo el nivel al que se desea bajar el nivel*

*freático, en la cual se mantenga la presencia del material permeable, para poder alojar en ella la parte perforada o de captación del pozo, pues debe recordarse que el abatimiento que un pozo logra, siempre queda más alto que el nivel al que debe colocarse el elemento captador de dicho pozo. El sistema tiene la ventaja de poderse instalar fuera de la excavación, de modo que no interfiere con las operaciones de excavación propiamente dichas.*

*También este procedimiento es particularmente útil cuando en el fondo de la excavación queda un estrato relativamente delgado de material impermeable, bajo el que haya una formación permeable saturada, Fig. 8. En este caso existe el peligro de que la presión del agua en la frontera inferior del estrato impermeable iguale a la producida por el peso total de los suelos sobre dicha frontera, pues entonces estará a punto de producirse un levantamiento del fondo de la excavación.*

*En la parte a) de la figura 8 se muestra una excavación en las condiciones reseñadas; en ella se ha hecho uso de un sistema de pozos punta para abatir el nivel freático bajo el fondo de la excavación, pero además se ha usado un sistema de pozos profundos para reducir la presión del agua que actúa en la frontera inferior del estrato impermeable en la zona del fondo de la excavación; este abatimiento de la superficie piezométrica bajo la excavación debe ser tal que la presión neutral actuante en la frontera en estudio sea menor que la presión total producida por el peso de los suelos suprayacentes a dicho nivel. Si  $h_1$  es la profundidad a la que se ha abatido el nivel freático por medio de los pozos punta de captación,  $h_1+h_2$  es el espesor del material permeable bajo el fondo de la excavación y  $d$  el espesor del estrato impermeable,*

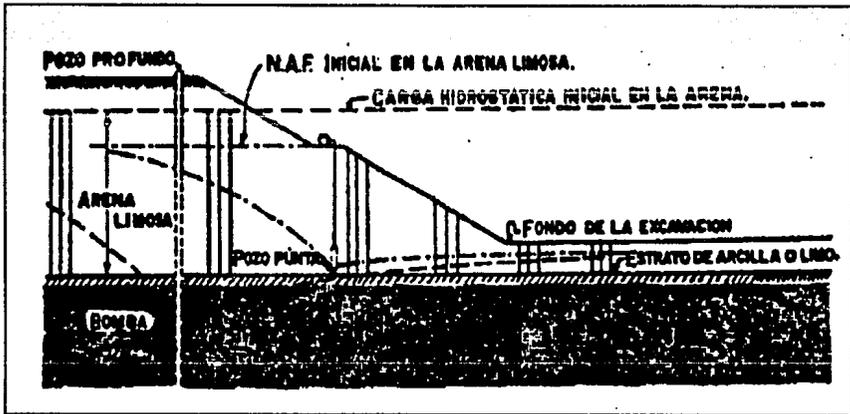


FIGURA 8.a

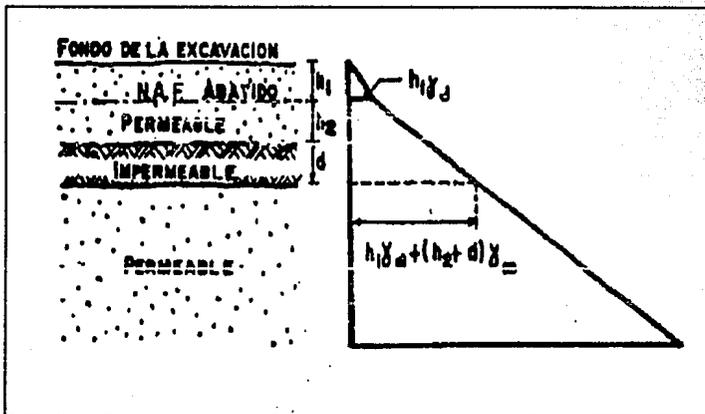


FIGURA 8.b

FIGURA 8 Posibilidad de falla de fondo por subpresión bajo el fondo de la excavación.

la presión del agua en la frontera inferior del estrato de arcilla deberá ser menor que el valor:  $h1 \cdot \gamma_d + (h2+d) \cdot \gamma_m$ , parte b de la figura 8, donde  $\gamma_d$  es el peso específico seco del suelo en el espesor  $h1$  y  $\gamma_m$  es el peso específico total del material; de lograr tal abatimiento deberán encargarse los pozos profundos.

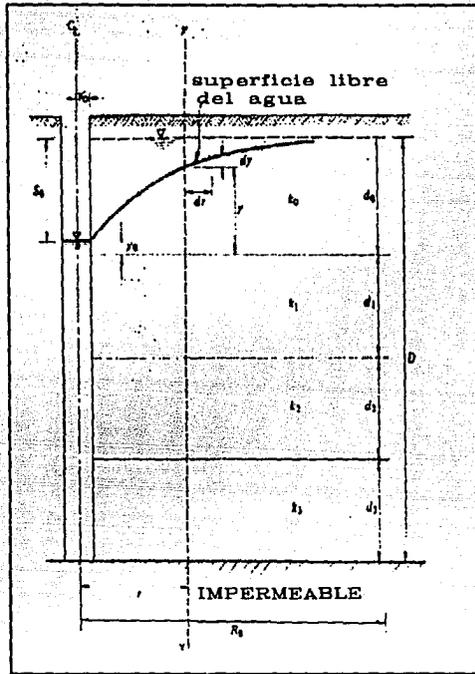
### II.2.7 Filtración en pozos.

#### a) Estudio de un solo pozo

El estudio de la filtración del agua en pozos es de importancia para diversos problemas de mecánica de suelos. Principalmente cuando estos se usan para reducir el nivel superficial del agua del subsuelo en excavaciones necesarias para alojar cimentaciones de estructuras de edificios, apoyos de puentes, diques para la construcción de embarcaciones, etc.. Además de la importancia de poder prever las presiones hidráulicas y gradientes hidráulicos durante el bombeo, es necesario también conocer el gasto probable de agua que se obtendrá de los pozos con objeto de recomendar el bombeo necesario para el problema de que trate.

#### b) Problema de un solo pozo

Así pues, para estudiar estos problemas supongase un pozo de diámetro ( $2r_0$ ) hasta llegar a un depósito impermeable. El pozo así dispuesto corta todos los depósitos permeables del subsuelo; de espesores  $d_n$  y coeficientes de permeabilidad  $k_n$ . Supongamos que el bombeo del



**FIGURA 9** Flujo de agua hacia un pozo

gasto " $q$ " ocasiona una depresión ( $S_0$ ) del manto, que sin embargo no excede el espesor del primer depósito de coeficiente de permeabilidad  $k_0$ . Aplicando la hipótesis de Dupuit, que establece que el gradiente hidráulico en la sección considerada es igual a la pendiente de la superficie libre del agua; esto es, el gradiente hidráulico se conserva aproximadamente constante para cualquier punto de la sección cuando la depresión del agua en el pozo no es muy grande, así pues se puede establecer la condición de gasto aplicando la ley de Darcy, Fig.9; en la sección Y-Y a una distancia radial  $r$  se obtiene:

$$q = 2\pi r \cdot y k_0 \frac{dy}{dr} + 2\pi r d_1 k_1 \frac{dy}{dr} + 2\pi r d_n k_n \frac{dy}{dr} + \dots + 2\pi r d_n k_n \frac{dy}{dr} \quad (1)$$

la expresión anterior se puede escribir como sigue:

$$q \frac{dr}{r} = 2\pi k_0 y dy + \sum_1^n 2\pi k_n d_n dy \quad (2)$$

que después de integrar quedaría:

$$q \ln r = \pi k_0 y^2 + \sum_1^n 2\pi k_n d_n y + C$$

la constante de integración  $C$  puede encontrarse si se considera que cuando  $r = r_0$ ,  $y = y_0$

$$q \ln r_0 = \pi k_0 y_0^2 + \sum_1^n 2\pi k_n d_n y_0 + C$$

así resulta:

$$C = q \ln r_0 - \pi k_0 y_0^2 - \sum_1^n 2\pi k_n d_n y_0 \quad (3)$$

sustituyendo valores y realizando simplificaciones algebraicas tenemos:

$$q \ln \frac{r}{r_0} = \pi k_0 (y^2 - y_0^2) + \sum_1^n 2\pi k_n d_n (y - y_0) \quad (4)$$

si se considera que el régimen se encuentra establecido para  $r = R_0$ ,  $y = d_0$  se encuentra la expresión final para el gasto:

$$q = [\pi k_0 (d_0^2 - y_0^2) + 2\pi \sum_1^n (d_0 - y_0) k_n d_n] \left[ \ln \frac{R_0}{r_0} \right]^{-1} \quad (5)$$

si la expresión (5) se escribe en términos de la depresión ( $S_0$ ) del nivel de aguas superficial se leería como sigue:

$$q = [\pi k_0(d_0 + y_0) + 2\pi \sum_I^n k_i d_i] [S_0] \left[\ln \frac{R_0}{r_0}\right]^{-1} \quad (6)$$

De la expresión (6) pueden obtenerse dos casos particulares:

*Primero:* El depósito superficial de espesor  $d_0$  atravesado por el pozo es mucho más permeable que los depósitos impermeables que los depósitos inferiores de tal manera que:

$$\frac{k_n}{k_0} \doteq 0$$

de donde se deduce que:

$$q = \pi k_m(2d_0 + y_0) (S_0) \left(\ln \frac{R_0}{r_0}\right)^{-1} \quad (7)$$

donde  $k_m$  es el coeficiente horizontal promedio de permeabilidad.

*Segundo:* El depósito superficial  $d_0$  atravesado por el pozo es impermeable, en cuyo caso los acuíferos  $d_n$  se encuentran confinados, entonces se obtiene:

$$q = [2\pi \sum_I^n k_i d_i] [S_0] \left[\ln \frac{R_0}{r_0}\right]^{-1} \quad (8)$$

De las fórmulas anteriores para el caso de pozos en acuíferos no confinados, se ve que aparentemente cuando  $s$  tiende a  $D$  se obtiene el mayor gasto, lo cuál no puede ser real puesto que el área de aportación del pozo se reduce teóricamente a cero. Para encontrar el valor máximo del gasto, Fig. 10, se aplica el concepto de la parábola de Kozeny, que establece que a la salida el gasto debe ser compatible con el siguiente valor:

$$Q = 2\pi r_0(ky_0) \quad (9)$$

por consiguiente, el gasto máximo posible se verifica cuando (9) y  $Q=f(s)$  (8) son iguales. En la Fig. 11, se ha efectuado la construcción recomendada por Kozeny para encontrar el valor de

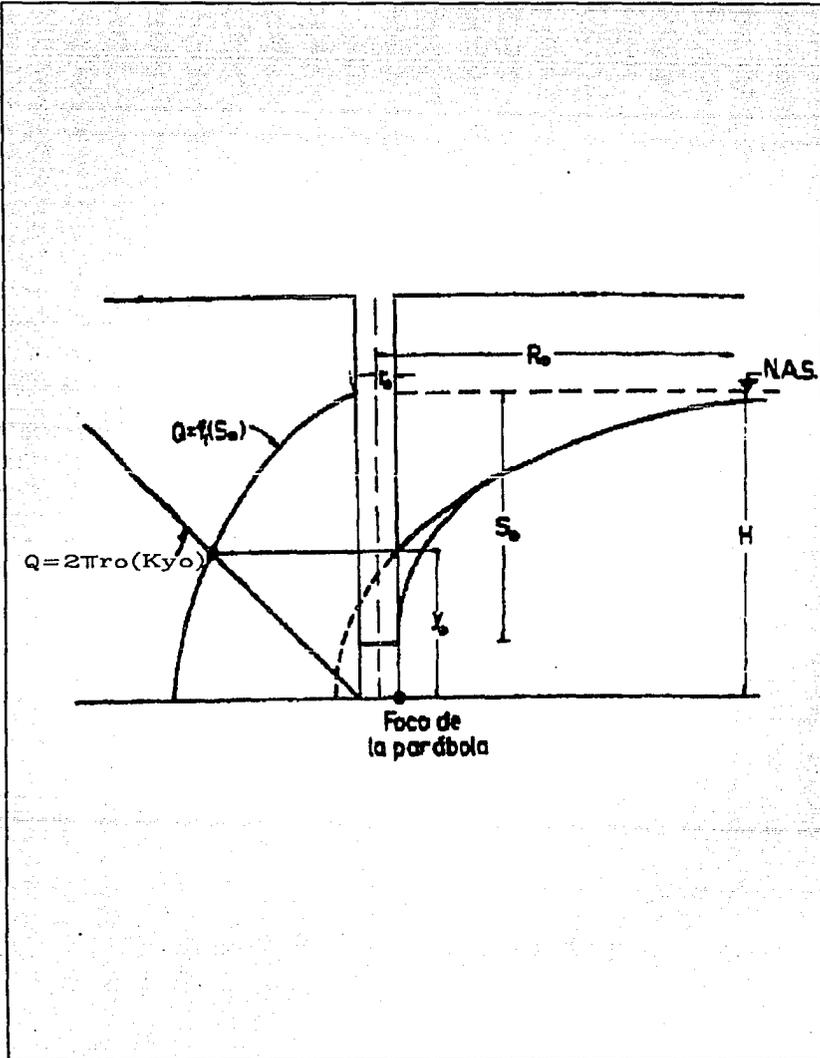


FIGURA 10 Parábola de Kozeny

$y_0$  y al mismo tiempo el gasto máximo aproximado.

El problema de filtración del agua hacia el pozo puede considerarse principalmente como un problema de flujo horizontal, de tal manera que si el suelo está constituido de diversos estratos permeables con permeabilidades  $k_1, k_2, k_3, k_n$  y espesores  $d_1, d_2, d_3, d_n$ , la solución del problema puede encontrarse satisfactoriamente, efectuando una transformación geométrica de la masa del suelo en sentido vertical haciendo a este isótropo. Para llevar esto a cabo se usará el valor de la permeabilidad media:

$$k_m = \frac{\sum_1^n k_i d_i}{\sum_1^n d_i} \quad (10)$$

en donde  $\sum_1^n d_i = D$ , espesor total de los estratos, por consiguiente para reducir el depósito a una misma permeabilidad  $k_m$ , los espesores se tendrían que multiplicar respectivamente por  $k_i/k_m$  obteniéndose el espesor transformado de cada estrato:

$$d_{i_t} = \left(\frac{k_i}{k_m}\right)(d_i) \quad (11)$$

y el espesor total del sistema transformado:

$$D_{0_t} = \sum_1^i d_{i_t}$$

que como se ve de la ecuación de la ec. (10), es igual al del sistema real, si se usa el coeficiente medio de permeabilidad ( $k_m$ ).

Sí el depósito no se encuentra confinado entonces se tiene, Fig. 11, aplicando la hipótesis de Dupuit:

$$q = 2\pi r y k_m \frac{dy_t}{dr} \quad (12)$$

por integración:

$$q \ln r = 2\pi k_m \frac{1}{2} y_t^2 + C$$

la constante de integración se determina con la condición de que cuando  $r = r_0$ ,  $y_t = y_{0t}$

$$q = \pi k_m (y_t^2 - y_{0t}^2) (2.3 \log \frac{r}{r_0})^{-1} \quad (13)$$

cuando el régimen se encuentra establecido  $r = R_0$  y  $y_t = D_{0t}$ , de donde:

$$q = \pi k_m (D_{0t}^2 - y_{0t}^2) (2.3 \log \frac{r_0}{r_0})^{-1} \quad (14)$$

si el acuífero se encuentra confinado, Fig. 12 el gasto será:

$$q = 2\pi r D_{0t} k_m \frac{dy_t}{dr}$$

para  $r = r_0$ ,  $y = y_0$  de donde:

$$q = [2\pi k_m D_{0t} (y - y_0)] (2.3 \log \frac{r}{r_0})^{-1} \quad (15)$$

y para que el flujo se establezca  $r = R_0$ ,  $y = d_0$



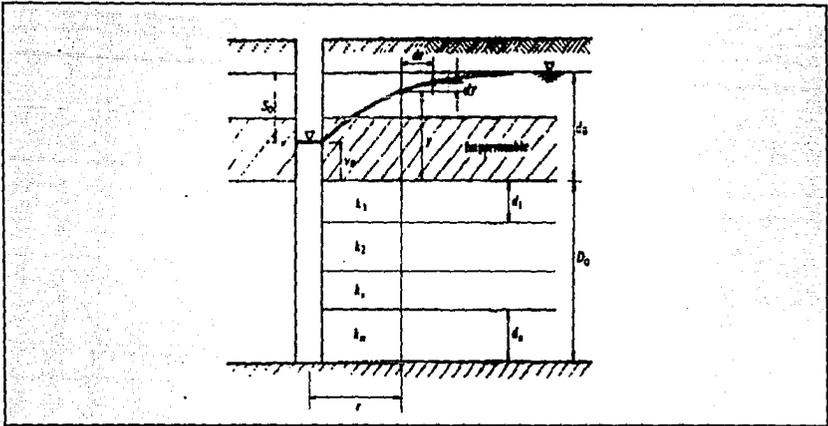


FIGURA 12 Flujo de agua en un pozo en un estrato confinado

es el caso, el valor de  $(R_0)$  quedará limitado a la distancia del abatimiento. Sin embargo, Sichardt propone una fórmula empírica para estimar el valor de  $(R_0=R_s)$ , resultado de numerosas observaciones efectuadas en el campo cuando la fuente de abastecimiento queda lejana, esto es, más lejos que el valor dado por Sichardt; la fórmula obtenida es:

$$R_s = C_s (h - h_0) \sqrt{k} = C_s S_0 \sqrt{k} \quad (17)$$

en donde  $(S_0)$  es el abatimiento del agua en el pozo en centímetros,  $(k)$  coeficiente de permeabilidad en  $\text{cm}/\text{seg}$  y el valor de  $C_s (\text{seg}/\text{cm})^{1/2}$  se puede tomar como 300 para pozos y 200 para zanjas. El valor de  $R_s$  se obtiene en  $\text{cm}$ .

Por ejemplo, un pozo en arena donde  $S_0 = 1000 \text{ cm}$ ,  $k = 10^{-2} \text{ cm}/\text{seg}$  produce

$$R_s = (300 * 1000)/10 = 30000 \text{ cm} = 300 \text{ m}$$

y para una zanja de dren en limo con  $k = 10^{-4} \text{ cm}/\text{seg}$ ,  $S_0 = 200 \text{ cm}$ , se obtiene el siguiente valor de  $R_s$ :

$$R_s = (200 * 200)/100 = 400 \text{ cm} = 4 \text{ m}$$

c) *Estudio de un conjunto de Pozos*

*En mecánica de suelos es importante investigar el funcionamiento hidrodinámico de un conjunto de pozos para poder conocer las condiciones de flujo y las presiones hidráulicas necesarias de tomar en consideración cuando se estudia la estabilidad del subsuelo en obras de tierra y cimentación. Así también el de poder valorizar el gasto que dichos pozos aportan para poder prever las condiciones de bombeo de la obra que se trate.*

*El estudio de este se puede efectuar desde el punto de vista de ingeniería práctica haciendo uso de los conceptos establecidos relacionados con las redes de flujo, las cuales son aplicables en todos sus teoremas cuando se trata de un flujo horizontal a través de un estrato permeable confinado por otros impermeables. Para establecer la validez de los teoremas de las redes de flujo considérese por medio de la Fig. 13 las condiciones de flujo horizontal del estrato permeable.*

*Se supone que es válida la hipótesis de Dupuit en la sección YY considerada, esto es: el gradiente es constante en cualquier punto de esta sección e igual al de la curva de abatimiento.*

*Así pues, la altura piezométrica en la sección considerada tendrá un valor determinado ( $h$ ), de donde se deduce que los puntos, en el plano horizontal, de igual nivel piezométrico, definen una línea equipotencial.*

*El gasto que atraviesa los lados  $ab$  y  $ac$  del elemento diferencial que muestra la Fig.13,*

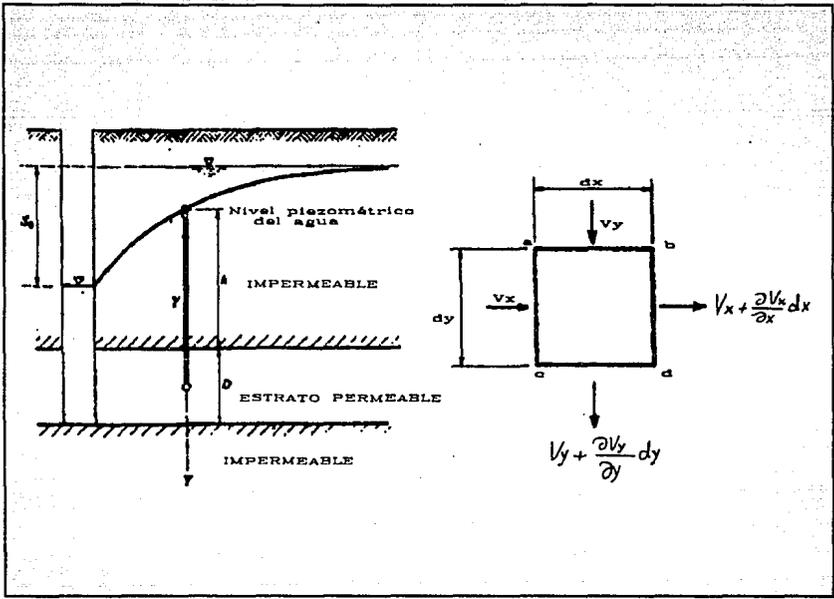


FIGURA 13 Condición de flujo horizontal en estratos confinados

deberá salir por los lados  $bd$  y  $cd$  si es que existe continuidad de flujo, de tal manera que:

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

o sea

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0 \quad (18)$$

si el potencial en la sección considerada queda representado por:

$$\Psi = h + d \quad (19)$$

con respecto a la base horizontal del estrato permeable, entonces según la ley de Darcy, la ecuación (18) toma la forma:

$$k_m \frac{\partial \Psi}{\partial x^2} + k_m \frac{\partial \Psi}{\partial y^2} = 0 \quad (20)$$

definiendo a  $k_m$  como el coeficiente medio de permeabilidad igual para cualquier dirección de flujo horizontal se encuentra:

$$\frac{\partial \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial \Psi}{\partial y^2} = 0 \quad (21)$$

Se llega entonces a la ecuación de Laplace, y que representa un sistema de curvas equipotenciales o de igual nivel piezométrico cuya ecuación es:

$$\Psi = f_1(x, y)$$

Siguiendo los razonamientos anteriores se puede demostrar que las líneas de flujo representadas por la ecuación:

$$\Phi = f_2(x, y)$$

satisfacen la expresión:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial \Phi}{\partial y^2} = 0 \quad (22)$$

De donde se deduce que el sistema de curvas equipotenciales o de igual nivel piezométrico y las líneas de corriente son ortogonales entre sí, y que el problema de flujo hidrodinámico de uno o varios pozos puede ser resuelto por medio de los teoremas usados en el trazado de las redes de flujo.

En este caso, el gasto total del sistema de pozos será:

$$Q = k_m \cdot D \cdot S_0 \frac{N_f}{N_p} \quad (23)$$

en donde  $k_m$  es el coeficiente medio de permeabilidad en sentido horizontal,  $D$  el espesor del estrato permeable,  $S_0$  abatimiento del agua en el pozo desde el nivel inicial,  $N_f$  es el número de canales de flujo que llegan al pozo y  $N_p$  es el número de caídas de potencial.

De tal manera que la relación:

$$R_c = \frac{N_f}{N_p}$$

seguirá siendo la característica del sistema ( $R_c$  es el valor característico de la red de flujo).

Para ilustrar el procedimiento, tomemos como ejemplo el caso de un solo pozo de radio  $r_0$  que atraviesa un solo manto permeable de espesor  $D_0$  con un coeficiente de permeabilidad  $k$ . La Fig. 14 muestra la red de flujo encontrada la cual tiene un valor característico hasta la quinta línea equipotencial de 1.6. Por lo que el gasto es igual a:

$$Q = 1.6(k_m \cdot D_0 \cdot S_0) \quad (25)$$

con objeto de verificar del procedimiento usamos la fórmula (8) para un solo estrato confinado:

$$Q = 2.73(k_m \cdot D_0 \cdot S_0) \left( \log \frac{R_0}{r_0} \right)^{-1} \quad (26)$$

comparando las fórmulas anteriores se observa que la característica  $R_c$  es función de la relación  $R_0/r_0$ , esto es:

$$R_c = 2.73 \left( \log \frac{R_0}{r_0} \right)^{-1} \quad (27)$$

de la Fig. 14 para cinco caídas de potencial se obtiene  $R_0/r_0 = 60$ , de donde:

$$2.73 / \log 60 = 1.53$$

De aquí se concluye que, los resultados de aplicar la red de flujo y la fórmula teórica son equivalentes. Sin embargo, nótese que el gasto en el pozo es función inversa de  $R_0/r_0$ , por lo cual antes del trazo de la red deberá estimarse el valor  $R_0$  por medio de la fórmula empírica de Sichardt para establecer la frontera equipotencial exterior de la red de flujo.

El concepto anterior servirá para estudiar sistemas de pozos sujetos a un flujo horizontal en un estrato permeable confinado. Para el caso de estratos no confinados se puede obtener una buena aproximación por medio de la fórmula (7) y la Fig. 11, así:

$$Q = [2\pi k_p] [0.5(d_0 + y_0) \cdot S_0] \left[ \ln \frac{R_0}{r_0} \right] \quad (28)$$

por medio del espesor promedio o equivalente  $D_a$ , que es igual a:

$$D_a = \frac{1}{2}(d_0 + y_0)$$

obtenemos:

$$Q = 2.73 * (k_m D_a S_0) \left[ \log \frac{R_0}{r_0} \right]^{-1} \quad (29)$$

Se puede observar que la ec. (29) es estructuralmente equivalente a la fórmula (26) y el valor característico  $R_c$  de la red de flujo expresada por la ec. (27) que para el estrato confinado.



A. La red de flujo para el caso de dos pozos separados por una distancia  $L$  se muestra en la Fig. 15. Se considera que la quinta equipotencial representa la frontera exterior de la red de flujo. De dicha figura se obtiene:

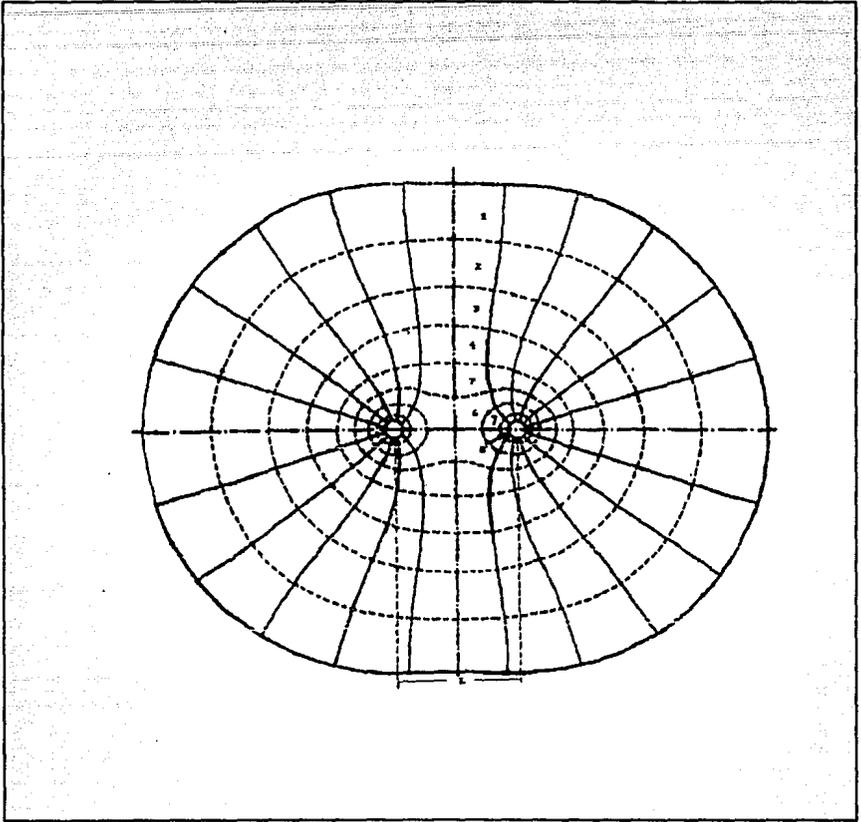
- a) El número de canales (tubos) de flujo  $N_f = 24$ ;
- b) El número de caídas de potencial hasta la quinta línea equipotencial  $N_p = 8$ ;
- c) Para este sistema de pozos el gasto total de descarga vale:

$$Q = 3.0(k_m \cdot D_0 \cdot S_0) \quad (30)$$

Las líneas de igual nivel piezométrico en el caso de flujo horizontal serán también líneas equipresionales o isobáricas y servirán para valorizar el estado de presiones en cualquier punto del plano horizontal  $x, y$ .

B. Consideremos ahora el caso de cuatro pozos en un recinto abastecido en sus fronteras ABCD, Fig. 16 de tal manera que el perímetro representa la línea equipotencial extrema, es decir, el agua tiene en este perímetro el mismo nivel piezométrico. Los cuatro pozos de diámetro (2r<sub>0</sub>) se encuentran distribuidos como muestra la Fig. 16. El abatimiento del agua en ellos es (S<sub>0</sub>), el espesor del estrato (D<sub>0</sub>) y su coeficiente de permeabilidad (k<sub>0</sub>). La red de flujo obtenida en estas condiciones proporciona la siguiente característica para cada pozo:

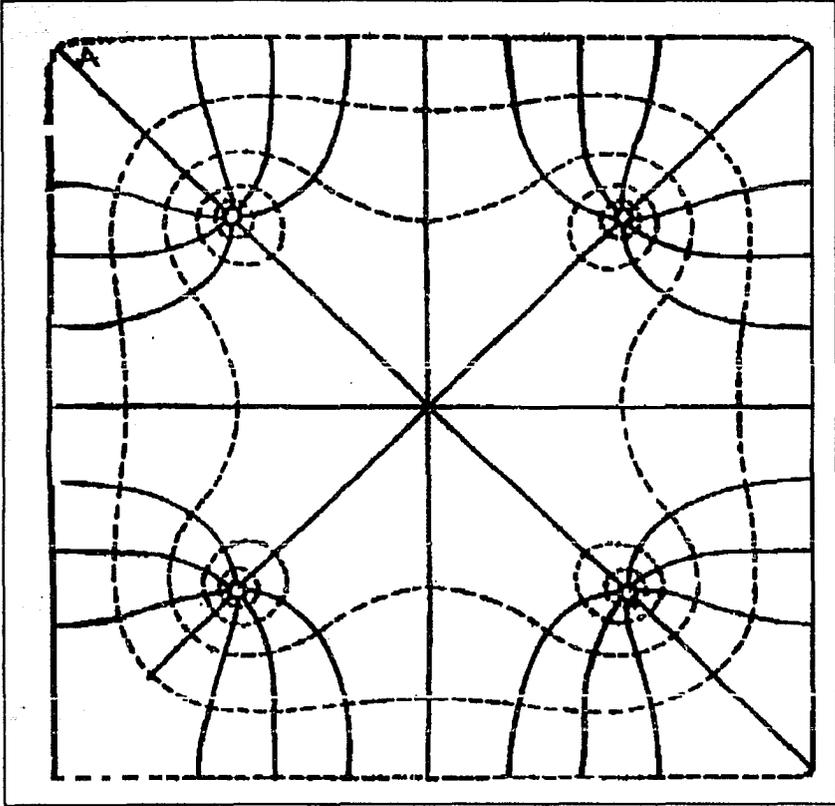
$$R_c = \frac{N_f}{N_p} = 1.6 \quad (31)$$



**FIGURA 15** Red de flujo de agua para dos pozos.

*Por lo que el gasto total será:*

$$Q = (4) * \left(\frac{8}{3}\right) * [k_m d_o S_o] \quad (32)$$



*FIGURA 16 Red de flujo de agua para cuatro pozos.*

La presión hidráulica en cualquier punto del plano horizontal  $(x,y)$  puede obtenerse de la posición de las líneas de igual nivel piezométrico del dibujo de la red de flujo.

C. Considérese ahora el caso de un sistema de ocho pozos con las mismas características de frontera que el caso anterior como se muestra en la Fig. 17, el diámetro de cada pozo es  $(2r_0)$ , el nivel piezométrico en todos los pozos es el mismo. El espesor del estrato permeable es  $(D_0)$  y el coeficiente medio de permeabilidad es  $(k_m)$ . De la red de flujo se obtiene que para cada uno de los pozos de esquina:

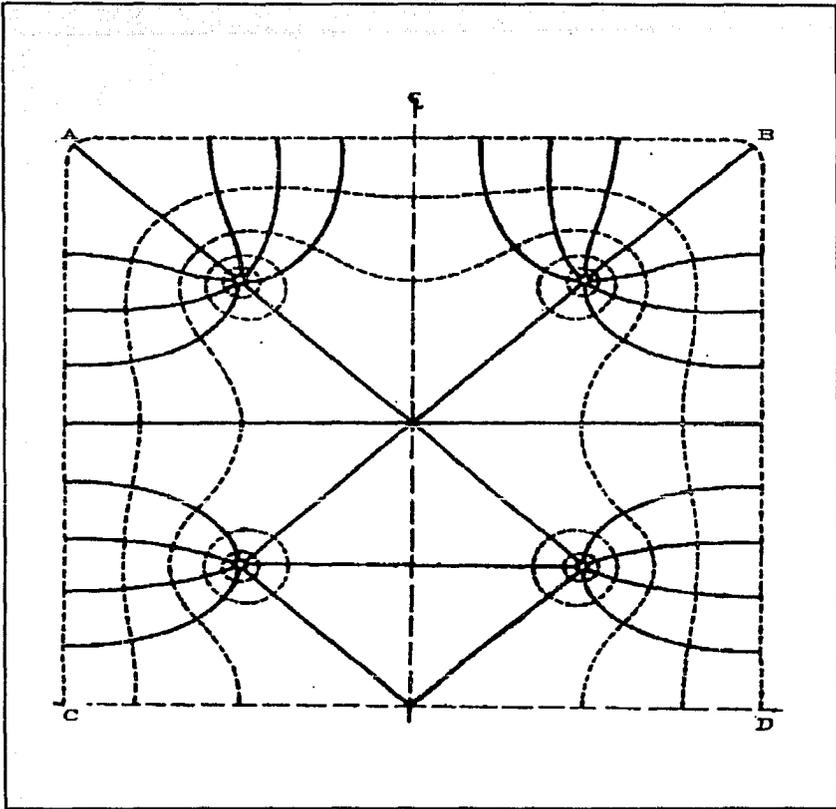
$$q = \frac{8}{3}(k_m D_0 S_0) \quad (33)$$

y para cada uno de los pozos intermedios:

$$q = \frac{5}{3}(k_m D_0 S_0) \quad (34)$$

Por lo que el gasto total es:

$$Q = 10.4(k_m D_0 S_0) \quad (35)$$



**FIGURA 17** Red de flujo de agua para ocho pozos.

Por los ejemplos anteriores se puede concluir que usando las redes de flujo podrá resolverse el problema complicado de sistemas de pozos sometidos a una depresión del agua ( $S_0$ ) constante en todos ellos. Será necesario, establecer de antemano la distancia  $R_0$  de los pozos a la frontera equipotencial exterior para la cual el nivel del agua inicial puede considerarse como no alterado por el bombeo.

### II.2.8 Recomendaciones para determinar el tipo apropiado de un sistema de bombeo.

Se escogerá el sistema de bombeo adecuado según el tipo de suelo, empleando la siguiente Fig.

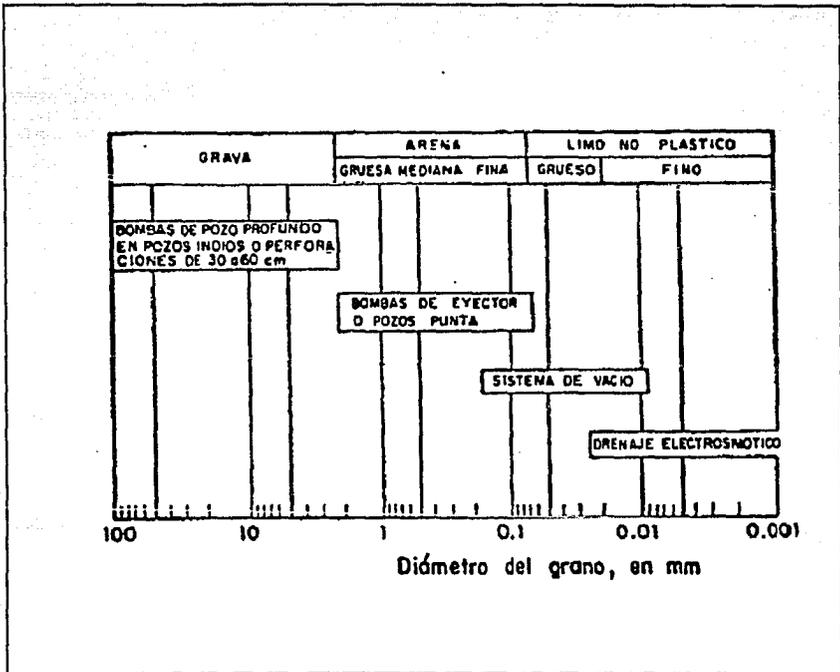


FIGURA 18 Intervalos de aplicabilidad de distintos sistemas de abatimiento por bombeo.

### **II.2.9 Ejemplo Ilustrativo.**

*Este ejemplo se analizará de acuerdo a los criterios establecidos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC); ambos de 1987.*

*Se desea determinar la influencia de una excavación profunda en las estructuras colindantes; en la Fig. E.II.1 se puede apreciar la planta y un corte del proyecto de un edificio para oficinas y locales comerciales en su planta baja.*

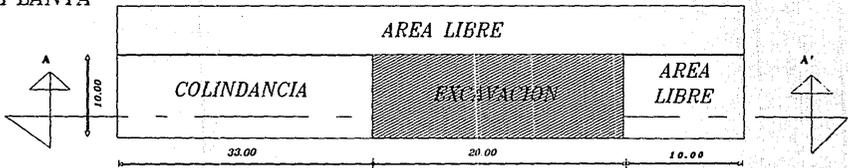
*El edificio ocupará en planta un área de 20x10 m en un predio de 30x10 m y está proyectado para contar con 8 niveles, planta baja y dos sótanos. El nivel de apoyo del segundo sótano se tendrá a 4.8 m, y considerando el espesor de losas de cimentación y peralte de contratrabes, el nivel del fondo de la excavación será a 6.0 m.*

*El predio donde se realizará la excavación está localizado en la zona III de la Ciudad de México de acuerdo con el Art. 219 del R.C.D.F.; su finalidad es alojar una cimentación compensada. En una de las colindancias existe una sobrecarga de 4 t/m<sup>2</sup> debida a un edificio.*

*Aún cuando en las demás colindancias no existen estructuras, no es posible invadir sus predios por que estos se utilizarán para diversos fines. Las otras colindancias corresponden a la calle, la cual no se puede invadir por razones obvias.*

*La estratigrafía y propiedades del subsuelo del lugar se muestran en la Fig. E.II.2*

PLANTA



CORTE A-A'

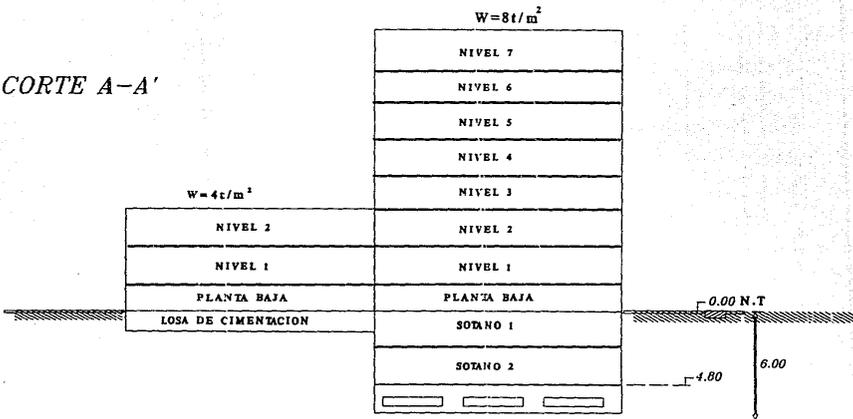


FIGURA E.II.1 Planta y corte del proyecto

## Sondeo mixto (tubo Shelby y Penetración Standar)

Estrato #	Espesor (m)	Profundidad acumulada (m)	Estratigrafía		
		0			
1	4.6		w = 79.9 %	$\gamma = 1.52 \text{ t/m}^3$	c = 2.5 t/m <sup>2</sup>
			E <sub>s</sub> = 72.6 kg/cm <sup>2</sup>	E <sub>c</sub> = 51.4 kg/cm <sup>2</sup>	G <sub>d</sub> n = 50.3 kg/cm <sup>2</sup>
		4.6	<u>Limo arenoso arcilloso</u>		
2	3.2		w = 360.2 %	$\gamma = 1.14 \text{ t/m}^3$	c = 2.0 t/m <sup>2</sup>
			E <sub>s</sub> = 56.1 kg/cm <sup>2</sup>	E <sub>c</sub> = 39.3 kg/cm <sup>2</sup>	G <sub>d</sub> n = 38.1 kg/cm <sup>2</sup>
		7.8	<u>Limo arcilloso</u>		
3	1.8		w = 470.4 %	$\gamma = 1.11 \text{ t/m}^3$	c = 1.5 t/m <sup>2</sup>
			E <sub>s</sub> = 50.5 kg/cm <sup>2</sup>	E <sub>c</sub> = 34.9 kg/cm <sup>2</sup>	G <sub>d</sub> n = 35.8 kg/cm <sup>2</sup>
		9.6	<u>Arcilla fmosa</u>		
4	1.0		w = 64.1 %	N = 18 golpes	$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
			E <sub>s</sub> = 120 kg/cm <sup>2</sup>	E <sub>c</sub> = 85.1 kg/cm <sup>2</sup>	G <sub>d</sub> n = 69.2 kg/cm <sup>2</sup>
		10.6	<u>Arcilla fmosa</u>		
5	0.8		w = 270.5 %	$\gamma = 1.18 \text{ t/m}^3$	c = 2.0 t/m <sup>2</sup>
			E <sub>s</sub> = 51.0 kg/cm <sup>2</sup>	E <sub>c</sub> = 36.4 kg/cm <sup>2</sup>	G <sub>d</sub> n = 30.0 kg/cm <sup>2</sup>
		11.4	<u>Limo arcilloso</u>		
6	2.8		w = 118.8 %	$\gamma = 1.38 \text{ t/m}^3$	c = 2.2 t/m <sup>2</sup>
			E <sub>s</sub> = 43.3 kg/cm <sup>2</sup>	E <sub>c</sub> = 30.1 kg/cm <sup>2</sup>	G <sub>d</sub> n = 27.5 kg/cm <sup>2</sup>
		14.2	<u>Limo arcilloso arenoso</u>		
7	3.4		w = 289.0 %	$\gamma = 1.17 \text{ t/m}^3$	c = 3.0 t/m <sup>2</sup>
			E <sub>s</sub> = 51.2 kg/cm <sup>2</sup>	E <sub>c</sub> = 38.5 kg/cm <sup>2</sup>	G <sub>d</sub> n = 35.6 kg/cm <sup>2</sup>
		17.6	<u>Arcilla fmosa</u>		
8	2.8		w = 182.7 %	$\gamma = 1.27 \text{ t/m}^3$	c = 2.3 t/m <sup>2</sup>
			E <sub>s</sub> = 55.5 kg/cm <sup>2</sup>	E <sub>c</sub> = 42.3 kg/cm <sup>2</sup>	G <sub>d</sub> n = 42.5 kg/cm <sup>2</sup>
		20.4	<u>Limo arcilloso</u>		
9	6.5		w = 191.7 %	$\gamma = 1.25 \text{ t/m}^3$	c = 1.9 t/m <sup>2</sup>
			E <sub>s</sub> = 59.3 kg/cm <sup>2</sup>	E <sub>c</sub> = 45.8 kg/cm <sup>2</sup>	G <sub>d</sub> n = 42.0 kg/cm <sup>2</sup>
		26.9	<u>Limo arcilloso</u>		
10	9.1		w = 166.7 %	$\gamma = 1.28 \text{ t/m}^3$	c = 2.4 t/m <sup>2</sup>
			E <sub>s</sub> = 73.3 kg/cm <sup>2</sup>	E <sub>c</sub> = 55.4 kg/cm <sup>2</sup>	G <sub>d</sub> n = 48.5 kg/cm <sup>2</sup>
		36.0	<u>Limo arcilloso</u>		
11	6.3		w = 54.2 %	N = 62 golpes	$\gamma = 1.89 \text{ t/m}^3$
Fin del sondeo		42.3	<u>Arcilla fmosa</u>		

FIGURA E.II.2 Estratigrafía y propiedades del subsuelo

Profundidad del sondeo 42.3 m

Profundidad del nivel de aguas freáticas (NAF) 1.0 m

Nomenclatura:

$w$  = contenido natural de agua

$\gamma$  = peso volumétrico natural

$c$  = cohesión aparente, determinada en prueba triaxial rápida

$E_e$  = módulo de rebote elástico, determinado en prueba de compresión no confinada

$E_c$  = módulo de deformación, determinado en prueba de compresión no confinada

$G_{din}$  = módulo de rigidez al cortante dinámico, determinado en prueba de pendulo de torsión

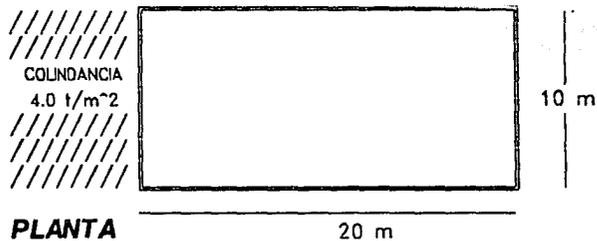
$N$  = número de golpes de la prueba de penetración estandar

Las propiedades indicadas corresponden a los valores promedio en cada estrato.

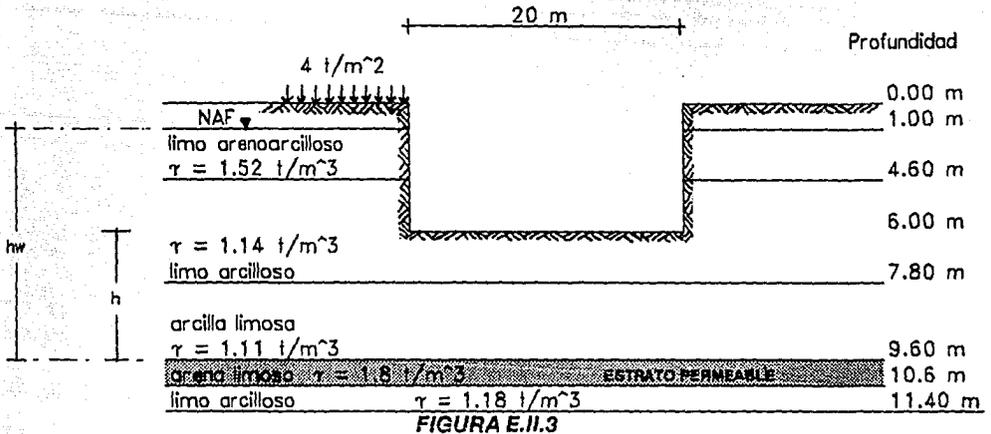
**Se analizará el siguiente caso:**

Se tiene una excavación de 20x10 m, por 6 m de profundidad, que colinda con un edificio que transmite al terreno una carga de  $4.0 \text{ t/m}^2$ .

De acuerdo con la clasificación que hemos establecido se trata de una excavación profunda.



Una representación gráfica del problema es:



## ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA EXCAVACIÓN

De acuerdo con el artículo 228 del RCDF en el diseño de excavaciones se deberán considerar los siguientes estados límite:

### A) De falla

- Estabilidad de taludes (solo se hará mención)
- Falla por subpresión en estratos permeables subyacentes (En el inciso II.2.1 de esta tesis se explica el mecanismo de falla)
- Falla de fondo por cortante (en el inciso II.3.1 se explica el mecanismo de falla)
- Falla de cimentaciones de colindancias.

### B) De servicio

- Movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de la excavación y en los alrededores (en el inciso III se tratan estas cuestiones).

**\* Revisión de estados límite de falla**

**Análisis de falla por subpresión:**

En excavaciones realizadas en suelos impermeables, bajo el nivel freático y donde existan estratos permeables bajo el fondo de las mismas, se debe garantizar que la presión en los poros del suelo permeable sea menor que el peso del material comprendido entre el fondo de la excavación y la frontera superior de cada uno de los estratos permeables. De no cumplirse esto se levantará el fondo de la excavación es decir, se presentará la llamada "falla por subpresión". De acuerdo con el inciso II.2.1 para satisfacer esta condición el espesor mínimo  $h$  del estrato impermeable debe cumplir con lo siguiente:

$$h > (\gamma_w * h_w) / \gamma_m$$

El significado de cada término de esta desigualdad se explica en dicho inciso.

En base a la Fig. E.11.3 se tiene que el espesor de la capa impermeable entre fondo de la excavación y la frontera superior del estrato permeable es:

$$h = 9.6 - 6.0 = 3.6 \text{ m}$$

donde 9.6 y 6.0 m son las profundidades del estrato permeable y del fondo de la excavación respectivamente.

Además, la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable (se considera que la capa impermeable está constituida por varios estratos y va de 0.0 a 9.6 m) es:

$$h_w = 9.6 - 1.0 = 8.6 \text{ m}$$

donde 9.6 y 1.0 m corresponden a las profundidades de la frontera superior del estrato permeable y al nivel freático, respectivamente.

El término  $\gamma_m$  se calcula considerando que la capa impermeable entre el fondo de la excavación y el estrato permeable está constituida por dos estratos de distinto peso volumétrico, por lo cual se obtendrá un promedio pesado para tener un sólo peso volumétrico de tal capa.

$$\gamma_m = \frac{(1.8 \cdot 1.14) + (1.8 \cdot 1.11)}{1.8 + 1.8}$$

$$\gamma_m = 1.125 \text{ t/m}^3$$

Sustituyendo valores la desigualdad queda de la siguiente forma:

$$3.6 > (8.6 \cdot 1.0) / 1.125$$

$$\text{entonces } 3.6 \text{ m} < 7.64 \text{ m}$$

La condición "no se cumple", por lo que es necesario reducir la carga hidráulica en el fondo de la excavación sobre el estrato permeable, esto es el valor de  $hw$  debe reducirse.

Se define como factor de seguridad al cociente entre fuerzas resistentes ( $F_r$ ) y fuerzas actuantes ( $F_a$ ), en este caso se tendría:

$$F_s = \frac{F_r}{F_a} = \frac{h \cdot \gamma_m}{hw \cdot \gamma_w}$$

Despejando  $hw$  se puede involucrar dicho factor entonces:

$$hw = \frac{h \cdot \gamma_m}{F_s \cdot \gamma_w}$$

Para garantizar que no exista falla por subpresión proponemos que  $F_s = 1.3$

$$\text{sustituyendo valores } hw = \frac{(3.6)(1.125)}{(1.3)(1.0)}$$

$$\therefore hw = 3.1 \text{ m}$$

Este es el valor de la altura piezométrica que debe haber en el lecho inferior de la capa impermeable para garantizar que no haya falla por subpresión.

restando este valor al  $h_w$  inicial tenemos:

$$8.6 - 3.1 = 5.5 \text{ m}$$

Esto significa que se debe reducir 5.5 m la carga de presión (altura piezométrica o carga hidráulica, se utilizan como sinónimos) del estrato permeable por medio de pozos de alivio (esto de acuerdo con el inciso 5.1 de las NTCDDC)

En los pozos de alivio el abatimiento debe ser mayor para considerar la variación del nivel piezométrico dentro de la excavación. En la Fig. E.11.4 se muestra una idea aproximada del fenómeno, en la cual se aprecia el cono de abatimiento que se forma.

El nivel dinámico en los pozos de alivio será de  $1.0 + 5.5 + 1.0 = 7.5 \text{ m}$

Será necesario instalar piezómetros en el estrato permeable dentro del área de la excavación, para verificar que la profundidad del nivel piezométrico no sea mayor que  $1 + 5.5 = 6.5 \text{ m}$  en ningún punto de la excavación.

### **Determinación del gasto de bombeo**

Se debe determinar el gasto de bombeo necesario para mantener abatidos los niveles piezométricos en el estrato permeable.

La distancia  $R_s$  hasta la cual se hará sentir el efecto de los pozos de bombeo se puede calcular con la fórmula empírica de Sichardt:

$$R_s = C_s S_o \sqrt{k}$$

(Ec. (17) del inciso 11.2.1)

donde:

$R_s$  = distancia horizontal en cm del centro del pozo hasta la frontera equipotencial exterior para la cual el nivel del agua inicial puede considerarse como no alterado por el bombeo, cuando el acuífero es de capacidad ilimitada o abastecido eficazmente.

$C_s$  = coeficiente empírico igual a 300 (seg/cm)<sup>1/2</sup> para pozos aislados o 200 para zanjas.

$S_o$  = abatimiento del nivel freático en el pozo en cm.

$k$  = coeficiente de permeabilidad en cm/seg del estrato permeable horizontal en el que se extrae el agua.

De acuerdo con lo anterior se tiene que:

$$C_s = 300 \text{ (seg/cm)}^{1/2}$$

$$S_o = \text{nivel dinámico en el pozo} = 7.5 - 1.0 = 6.5 \text{ m} = 650 \text{ cm}$$

y un valor medio para las arenas de la Ciudad de México

$$k = 1 \cdot 10^{-3} \text{ cm/seg}$$

con lo cual el valor de  $R_s$  es:

$$R_s = (300) \cdot (650) \cdot (1E-3)^{1/2}$$

$$R_s = 6166.44 \text{ cm}$$

$$R_s = 61.7 \text{ m}$$

Teóricamente esta es la distancia máxima a la cual llegará la influencia del bombeo; en el caso de mantener dicho bombeo por un tiempo prolongado se verían afectadas varias estructuras colindantes.

$R_s$  es una distancia radial la cual resulta relativamente grande comparada con las dimensiones en planta de la excavación y irazar la red de flujo horizontal que se formaría en el estrato permeable traería como consecuencia ciertas imprecisiones. El gasto de bombeo para toda el área de corte se puede determinar utilizando la fórmula de Dupuit (E. 26 inciso II.2.7)

$$Q = \frac{2 \cdot \pi}{\ln 10} k D S_o [\log(R_s/r_o)]^{-1}$$

donde

$$D = \text{espesor del estrato permeable} = 100 \text{ cm}$$

$R_o =$  radio del pozo de bombeo = 45 cm

sustituyendo valores se obtiene

$$Q = 83 \text{ cm}^3/\text{seg}$$

$$Q = 4.98 \text{ lt}/\text{min}$$

Instalando 8 pozos de alivio de presiones en el estrato permeable será necesario extraer un gasto de bombeo de aproximadamente 1 lt/min por cada pozo.

En la figura E.II.5 se puede apreciar la distribución de pozos que se propone. Los pozos se ubican dentro del área de la excavación de tal forma que el flujo radial de cada uno de ellos contribuya al desalojo de agua del área total de excavación. Los pozos cumplen una doble función, a la vez que se logra disminuir la carga de presión, se capatará el agua de lluvia, gracias a que se pueda dejar una cierta pendiente en el suelo del fondo de la excavación y conducir el agua pluvial hacia ellos.

En suelos impermeables con estratos de arena intercalados se recomienda el uso de pozos de 90 cm de diámetro.

A fin de afectar lo menos posible las presiones efectivas alrededor de la obra es conveniente mantener en el exterior de la excavación el nivel freático original para lo cual se puede utilizar el agua extraída de los pozos de abatimiento, inyectándola en las capas arenosas a través de pozos externos al perímetro de la excavación entre el drenaje y el linderó del lote.

El agua extraída de los pozos de abatimiento debe ponerse en un estanque de reposo para que el material arrastrado no tape las capas arenosas o aún los drenajes de la ciudad, cuando se vierte en ellos el agua sobrante.

La baja del nivel freático puede afectar seriamente las construcciones vecinas, por lo que debe tenerse mucho cuidado cuando no se controla el abatimiento fuera de la excavación.

En el inciso 7.2.2 de la N.T.C.D.C.C se hacen varias recomendaciones con respecto al control del flujo de agua, mismas que se transcriben a continuación.

### *Control del flujo de agua*

*Cuando la construcción de la cimentación requiera el abatimiento del nivel freático, se extraerá el agua del predio mediante bombeo, siempre que se tomen 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 abastecimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante las teorías de flujo de agua en suelos. 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.*

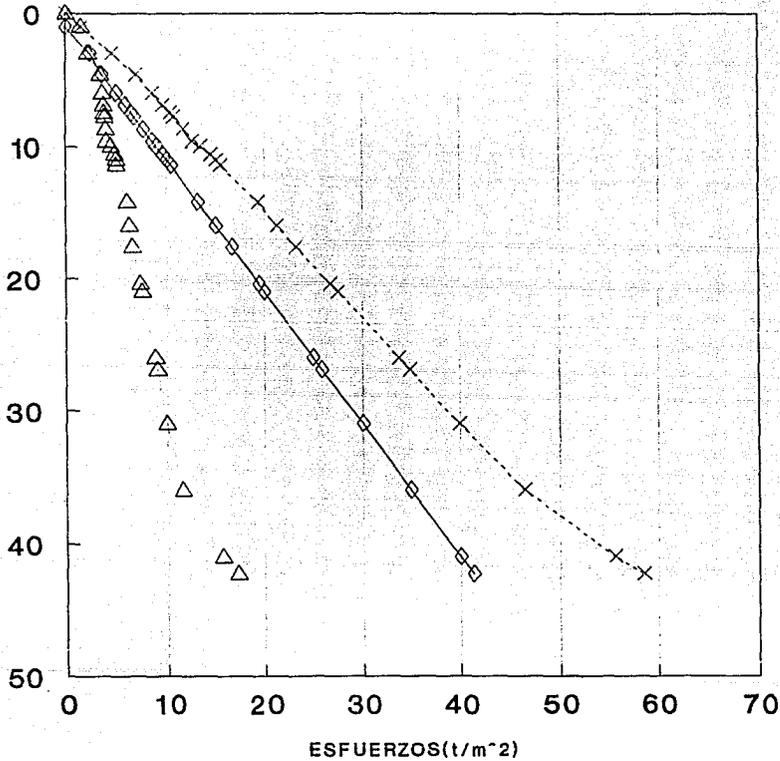
*En suelos de muy baja permeabilidad, como las arcillas lacustres de las zonas II y III, el nivel piezométrico se abate espontáneamente al tiempo que se realiza la excavación, por lo que no es necesario realizar bombeo previo, salvo para evitar presiones excesivas en estratos permeables intercalados. En este caso más que abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:*

- A) dar una dirección favorable a las fuerzas de filtración; o*
- 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 que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos de agua superficial.*

## Variación con la profundidad de los Esfuerzos totales, neutros y efectivos.

PROF.(m)



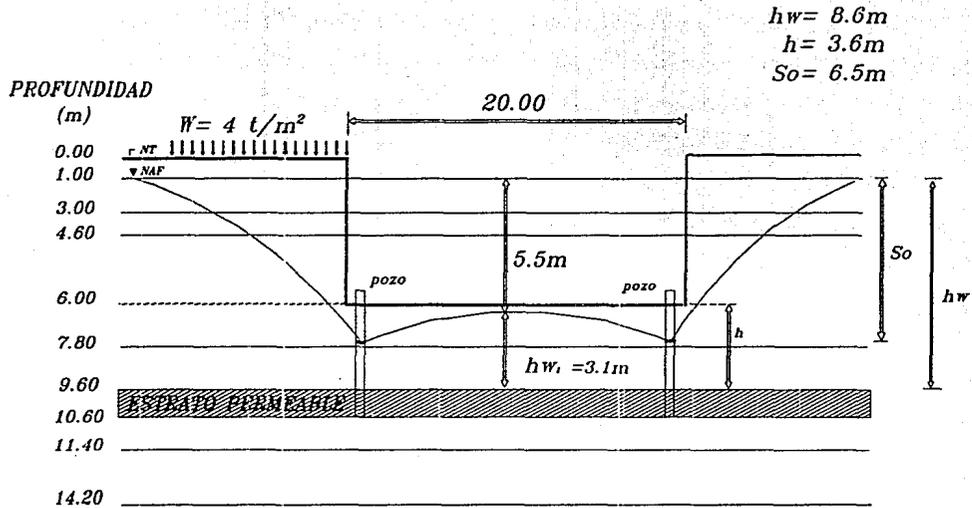
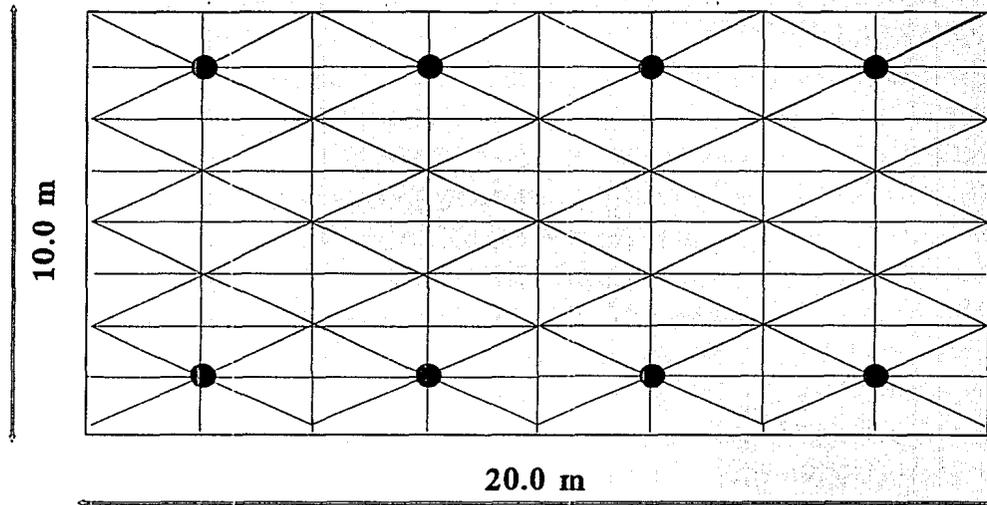


FIGURA E.II.4 Representación aproximada del cono de abatimiento que se forma al abatir la altura piezométrica



● Pozos de abatimiento

FIGURA E.II.5 Croquis de la distribución propuesta de los pozos de abatimiento.

### II.3 Falla de fondo.

#### II.3.1 Mecanismo de falla.

Puede ocurrir la falla del fondo de una excavación debido al peso propio del suelo adyacente, situado por encima del fondo de la misma, así como por sobrecargas impuestas en la superficie.

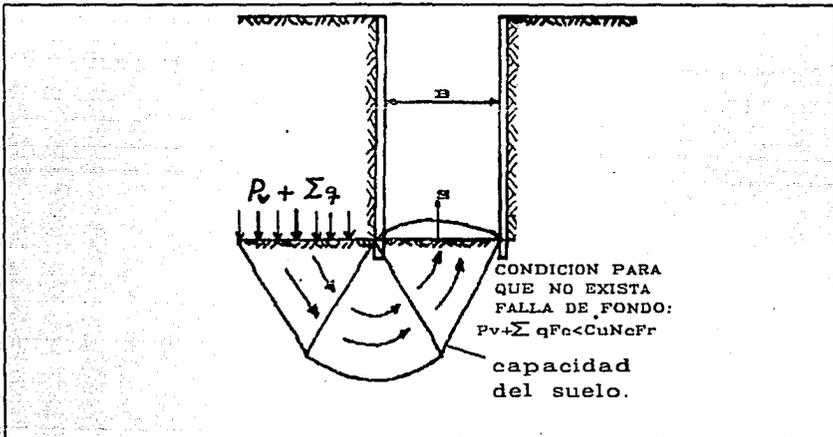


FIGURA 19 Falla de fondo.

En caso de usarse para soportar las paredes de la excavación, elementos estructurales como tablestacas o muros colados en el lugar, se revisará la estabilidad de estos elementos por desplazamiento general de una masa de suelo que incluya 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 requerido para garantizar la estabilidad.

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$P_v + \sum qF_c \geq C_u N_u F_R$$

donde:

$C_u$  = cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación en condiciones no drenadas,  $t/m^2$

$N_c$  = coeficiente de capacidad de carga definido como:

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

para  $D_f/B < 2$  y  $B/L < 1$

donde  $D_f$  es la profundidad de desplante en m.

En caso de que  $D_f/B$  y  $B/L$  no cumplan las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

$P_v$  = presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación,  $t/m^2$

(presión total debido a la columna de suelo a nivel del fondo de la excavación).

$q F_c$  = sobrecargas superficiales afectadas de su respectivos factores de carga,  $t/m^2$

$F_c$  = factor de carga: varía entre 1.1 y 1.4 según la importancia de la estructura.

$F_R$  = factor de resistencia igual a 0.5. Si la falla no afecta a servicios públicos,

instalaciones o construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7.

### ***II.3.2 Estabilidad de las paredes de una excavación.***

*Las paredes de una excavación pueden ser soportadas o no-soportadas; las primeras usualmente son verticales, ademadas y con o sin puntales y las últimas, son inclinadas con cierto talud.*

#### ***Excavaciones a cielo abierto con taludes sin apuntalar.***

*Las excavaciones poco profundas pueden hacerse sin sostener el material circunvecino, si existe el espacio adecuado para construir taludes que puedan soportar al material. La inclinación de los taludes es función del tipo y carácter del suelo o roca; de la profundidad de la excavación y del tiempo que la excavación vaya ha permanecer abierta.*

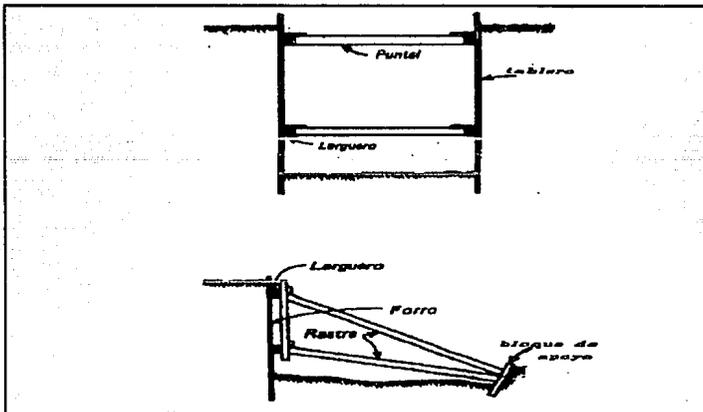
#### ***Entibamiento y apuntalamiento de las excavaciones poco profundas.***

*Muchas áreas de los edificios por construir se prolongan hasta los linderos de la propiedad o son adyacentes a otras en las que ya existen estructuras. Bajo estas circunstancias, los frentes de las excavaciones deben hacerse verticales y usualmente requieren ademe. En la práctica, se usan varios métodos para ademar.*

*Si la profundidad de la excavación no es mayor de 4 m, se acostumbra hincar tablonces verticales alrededor del límite de la excavación propuesta, a los que se les llama forro. La profundidad a la que se hinca el forro se mantiene cerca del fondo al avanzar la excavación. El forro se mantiene en su lugar por medio de vigas horizontales llamadas largeros, que a su vez*

están soportados generalmente por puntales (troqueles) horizontales que se extienden de costado a costado de la excavación. Los puntales son usualmente de madera, pero, si la excavación no tiene más de aproximadamente 1.5 m de ancho, se usan comúnmente tubos metálicos que se pueden alargar llamados puntales para cepas. Si la excavación es demasiado ancha para poder usar puntales que se extienden a lo largo de todo el ancho, los largueros pueden apoyarse en puntales inclinados llamados rastrillos o rastras. Para su uso se requiere que el suelo en la base de la excavación sea lo suficientemente firme para que dé el soporte adecuado a los miembros inclinados.

En la Fig. 20, se muestran dos formas típicas para el apuntalamiento de poca profundidad.



**FIGURA 20** Métodos comunes para apuntalar los frentes de las excavaciones poco profundas.

### Entibamiento y apuntalamiento de excavaciones profundas.

Cuando la profundidad de la excavación es mayor que 6 m, el uso de forros de madera se hace antieconómico y se emplean comúnmente otros métodos para entibar y apuntalar. De acuerdo con uno de los procedimientos, se hincan tablestacas de acero alrededor del límite de la excavación. Al ir extrayendo el suelo del recinto formado por las tablestacas, se insertan largueros y puntales.

Los tipos de tablestacas que comúnmente se usan para este fin son los mostrados en la Fig. 21. La resistencia y rigidez del tipo b que tiene el alma en forma de arco, excede a la de alma plana a; mientras que las tablestacas con alma en forma de z son las que tienen la mayor resistencia. En consecuencia se usan los tipos a y b en excavaciones de poca profundidad y el tipo c para las excavaciones más profundas o para aquéllas en que se espera tener presiones muy grandes.

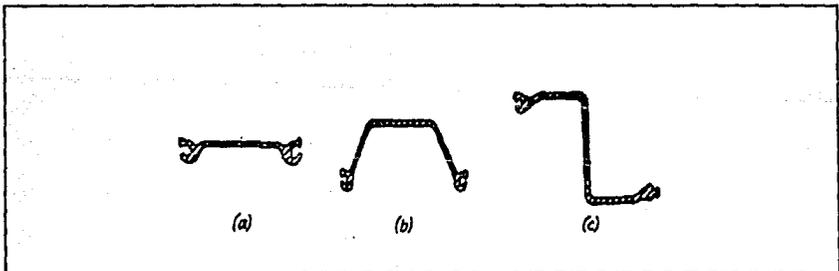
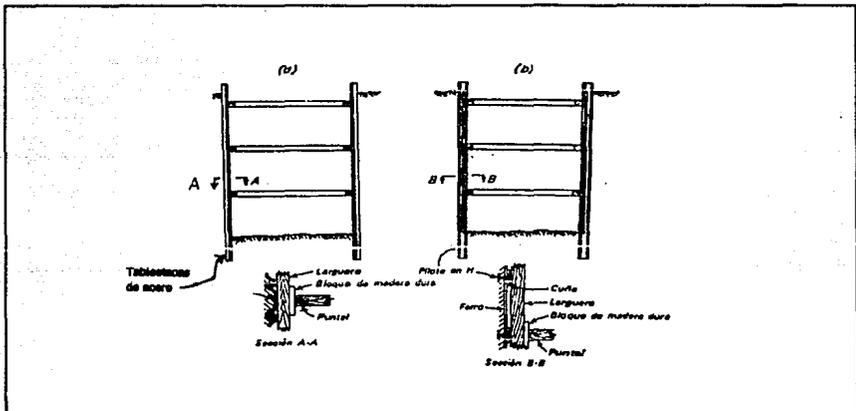


Figura 21 Tipos de tablestacas comúnmente usadas para apuntalar los frentes de las excavaciones profundas. a) De alma plana. b) De alma curva. c) Con forma de z.

Cuando la excavación se ha profundizado unos cuantos metros, se insertan largueros y puntales, como se muestra en la Fig. 22. Los largueros comúnmente son de acero o madera. Prosigue luego la excavación a un nivel inferior, y se instala otro juego de largueros y puntales. Este proceso continúa hasta que se termina la excavación. En la mayor parte de los suelos es aconsejable hincar las tablestacas varios metros abajo del fondo de la excavación para evitar los bufamientos locales. En algunos casos, con la porción hincada se elimina la necesidad de instalar un puntal en el fondo del corte. Es importante proporcionar apoyo vertical al apuntalamiento. Esto puede hacerse manteniendo postes abajo del sistema de apuntalamiento para que transmitan su peso al suelo inferior o sujetando el apuntalamiento a vigas que se extiendan a través del borde superior del corte.



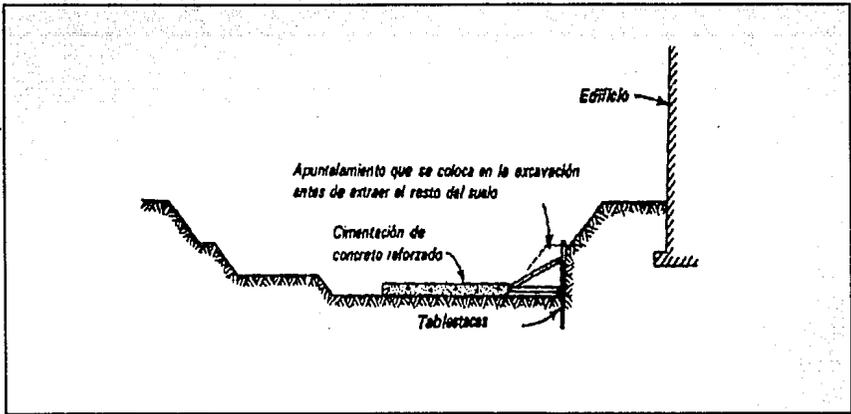
**FIGURA 22** Secciones transversales en apuntalamientos típicos de excavaciones profundas. a) Frente entibado con tablestaca de acero. b) Frente retenido por pilotes H y forro.

*En la mayor parte de los suelos puede exponerse una cara vertical de varios metros cuadrados sin peligro de que el terreno sufra colapso. Entonces, puede ser posible eliminar las tablestacas para reemplazarlas con una serie de pilotes en H colocados con una separación de 1 a 3 m. Estos pilotes verticales, se hincan con sus patines paralelos a los costados de la excavación como se muestra en la Fig. 22 b. Al quitar el suelo cercano a los pilotes, se introducen tablas como se muestra en la figura y se acúan contra el suelo que está fuera del corte. En general, al avanzar la profundidad de excavación de un nivel a otro, se insertan largueros y puntales de la misma manera que para el forro de metal.*

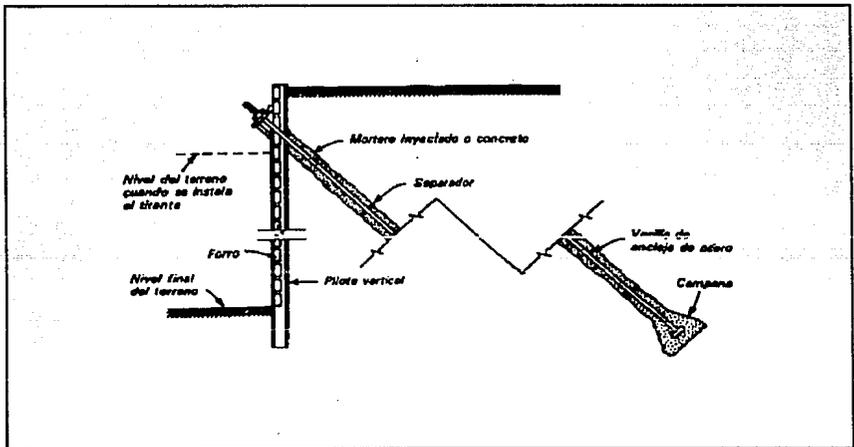
*Si el ancho de una excavación profunda es demasiado grande para que permita el uso económico de puntales a través de toda la excavación pueden usarse puntales inclinados, siempre que exista el apoyo adecuado para ellos. En algunos casos es posible excavar la porción central del lugar a su máxima profundidad y colar parte de la cimentación. Después, la parte terminada de la cimentación sirve de apoyo a los puntales inclinados o rastras que se requieren cuando se excava el resto. Este procedimiento se muestra en la Fig. 23.*

*Como alternativa de apuntalamiento transversal o de los puntales inclinados con frecuencia se usan tirantes. De acuerdo a un sistema, mostrado en la Fig. 24, se hacen agujeros inclinados en el suelo fuera del ademe o de los pilotes H; en terreno favorable se hace una ampliación o campana en el extremo del agujero. Luego se coloca el refuerzo que va a trabajar a tensión y se llena de concreto de perforación. Usualmente, cada tirante se preesfuerza antes de aumentar la profundidad de excavación. El equipo y los métodos para perforar son semejante a los usados para la perforación de pilas.*

*Algunas veces, es preferible completar los muros exteriores de una estructura antes de quitar el material en el espacio ocupado por los sótanos. Los muros se construyen en zanjas*



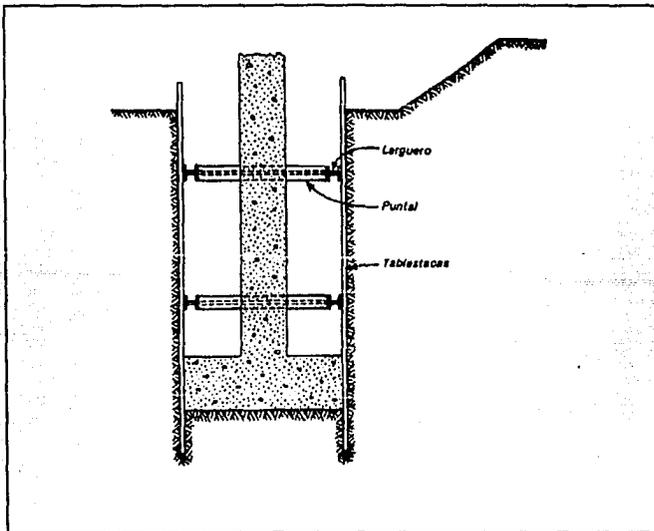
**FIGURA 23** Apuntalamiento típico en excavaciones anchas y profundas.



**FIGURA 24** Uno de los varios sistemas de tirantes para soportar frentes verticales de cortes.

angostas apuntaladas, como se muestra en la Fig. 25. Después, cuando se han terminado los muros y el sistema de piso se ha construido arriba, puede excavar el bloque de suelo que queda entre las paredes. El piso proporciona el apuntalamiento para la parte superior de las paredes y puede insertarse el apuntalamiento adicional necesario cuando la excavación progrese.

Ocasionalmente, los muros exteriores se construyen en una zanja llena de lodo o de un líquido denso de arcilla en suspensión semejante al lodo de barrenación. El lodo estabiliza las paredes de la zanja y permite la excavación sin necesidad de ademe o de apuntalamiento. Las armaduras del refuerzo se bajan en el lodo que se desplaza con concreto colocado con trompa de elefante. Se necesita equipo especial para las diferentes operaciones, y las ocasionales imperfecciones deben anticiparse y repararse.



**FIGURA 25** Método para construir los muros de los sótanos antes de hacer la excavación general.

*Se debe verificar la estabilidad de las paredes de una excavación sea de acuerdo con las recomendaciones dadas en los métodos de análisis de estabilidad de taludes, o de acuerdo con los diagramas de presión lateral que se presentan en la Fig.26. En este último caso debe tomarse en cuenta la presencia de agua, sumando a las presiones anteriores, las debidas a la presión hidrostática. También deben tomarse en cuenta las sobrecargas que actúen en la superficie. En este caso los empujes generados serán los de reposo (Fig.26). Si se tienen cargas concentradas o lineales cuya intensidad sea pequeña comparada con las fuerzas totales del relleno (si el empuje por la sobrecarga es menor del 30% del empuje activo), se recomienda calcular los empujes aplicando la teoría elástica como se indica en la Fig.27. Para sobrecargas más pesadas deberá hacerse un análisis de cuñas.*

#### **II.4 Empuje sobre los troqueles.**

*Los empujes a los que se encuentran sometidos los puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones determinada a partir de la experiencia local. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, de su grado de fisuramiento y de su reducción de resistencia con el tiempo. Cuando el nivel freático exista 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, a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el periodo de construcción, afectadas de un factor de carga de 1.1.*

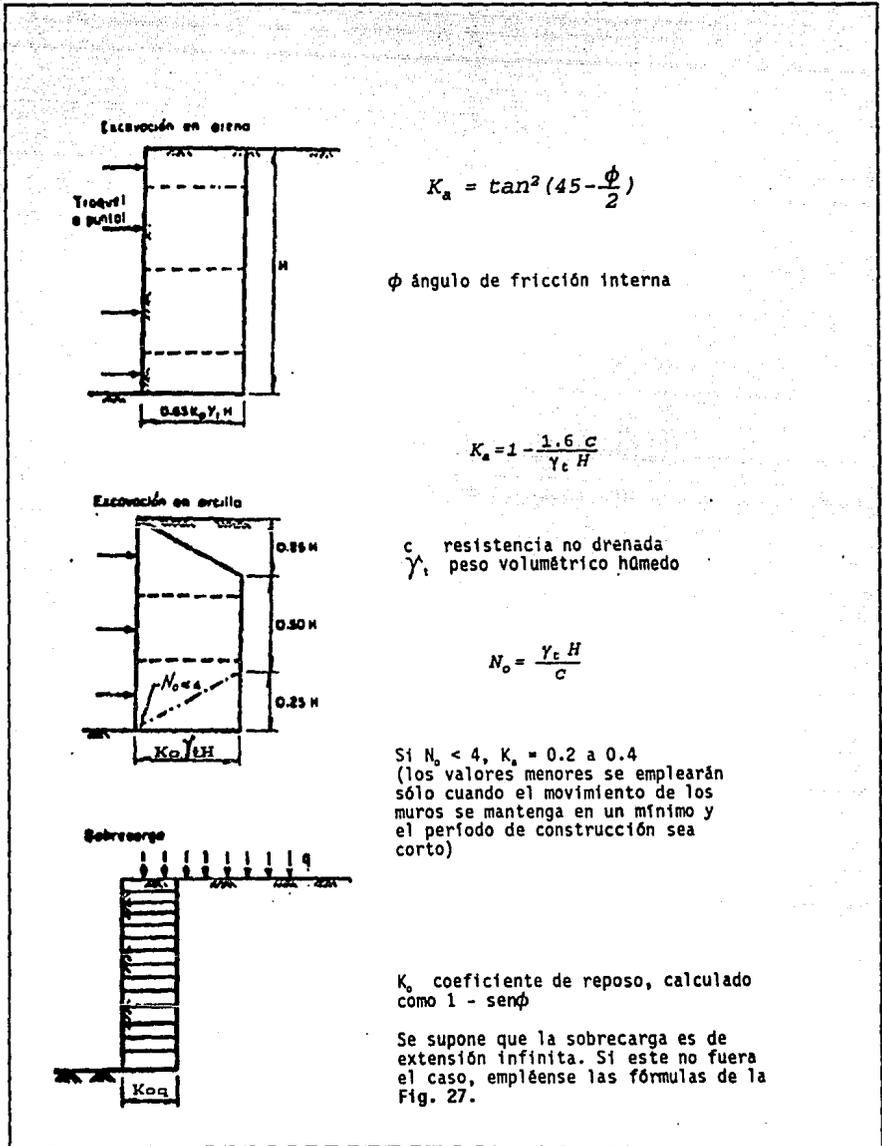
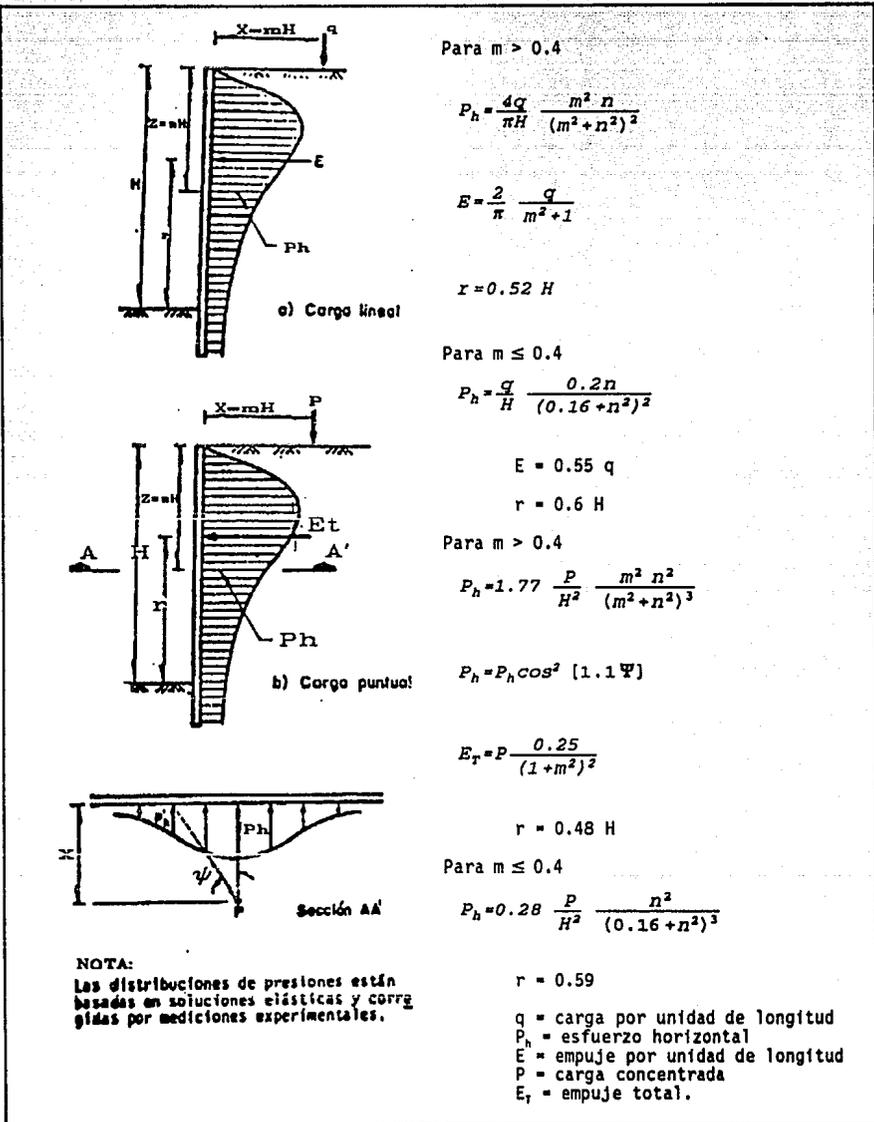


FIGURA 26 Presiones laterales en excavaciones ademadas.

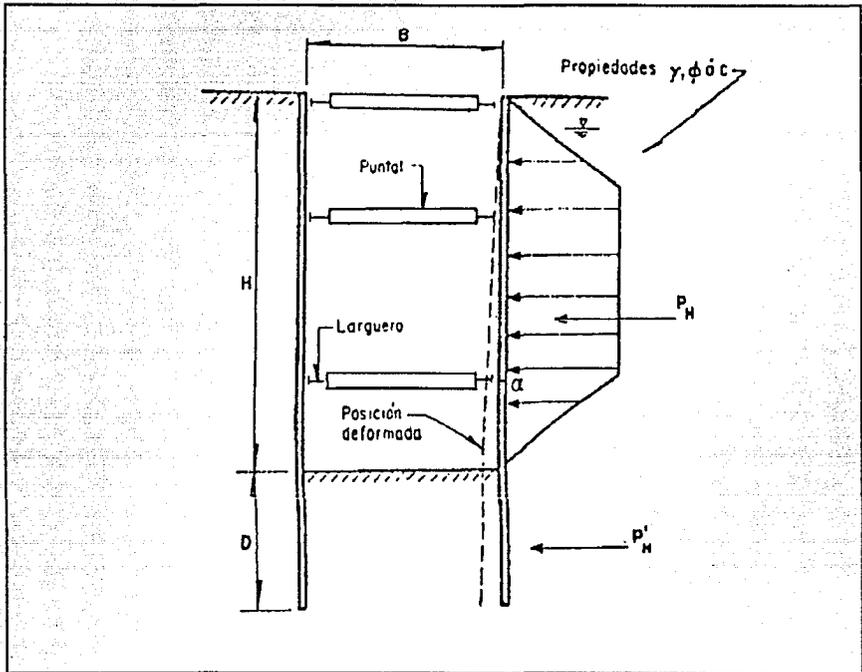


**FIGURA 27** Presiones laterales sobre la pared de una excavación vertical, debidas a sobrecargas superficiales.

*El análisis estructural del ademe de la excavación se efectuará siguiendo el procedimiento descrito en la Fig. 28. El dimensionamiento de los puntales y el ademe debe apearse a los requerimientos estructurales establecidos. Deberán considerarse en el diseño los efectos combinados de flexocompresión y estabilidad lateral. El factor de seguridad contra falla del ademe por flexión no será menor de 1.5; en los puntales, debe verificarse un factor de seguridad de 3 en cuanto a falla por compresión directa y de 2 respecto al pandeo.*

*Procedimiento de diseño:*

- 1. Se calcularán las presiones sobre la parte saliente del nivel del fondo de la excavación por los métodos de la Fig. 26. Si coincide el nivel del agua con la superficie del terreno se usará  $\gamma = \gamma'$  y añadanse las presiones hidrostáticas correspondientes, si dicho nivel está a la altura del fondo de la excavación se usará  $\gamma = \gamma_t$  y para niveles intermedios, se deberá interpolar entre aquellos diagramas de presión.*
- 2. Se deberá determinar la estabilidad del fondo de la excavación por el método de la Fig. 29. Si el fondo es estable se hincará la tablestaca aproximadamente 1.0 m y se considerará que no actúa ninguna fuerza lateral en esa longitud. Si el fondo es inestable se deberá aumentar la longitud de empotramiento como se indica en la Fig. 29, y considerarse la fuerza  $P'H$  actuante en esa porción de tablestaca. Se verificará que en todos los casos la longitud de empotramiento cumpla con los requisitos impuestos por el flujo de agua hacia el fondo, Fig. 30 y Fig. 31.*



**FIGURA 28** Análisis y diseño de tablestacas flexibles apuntaladas.

3. Los momentos en la tablestaca entre puntales son iguales al 80 % de los momentos del claro considerado libremente apoyado (claro simple), excepto para el claro superior, donde el momento corresponde al del voladizo. El momento en el punto alfa de la tablestaca se calcula suponiendo una viga en voladizo sobre dicho punto, y tomando en cuenta la fuerza  $P'_H$ .

4. La reacción en los puntales se calcula suponiendo el claro simple entre ellos.

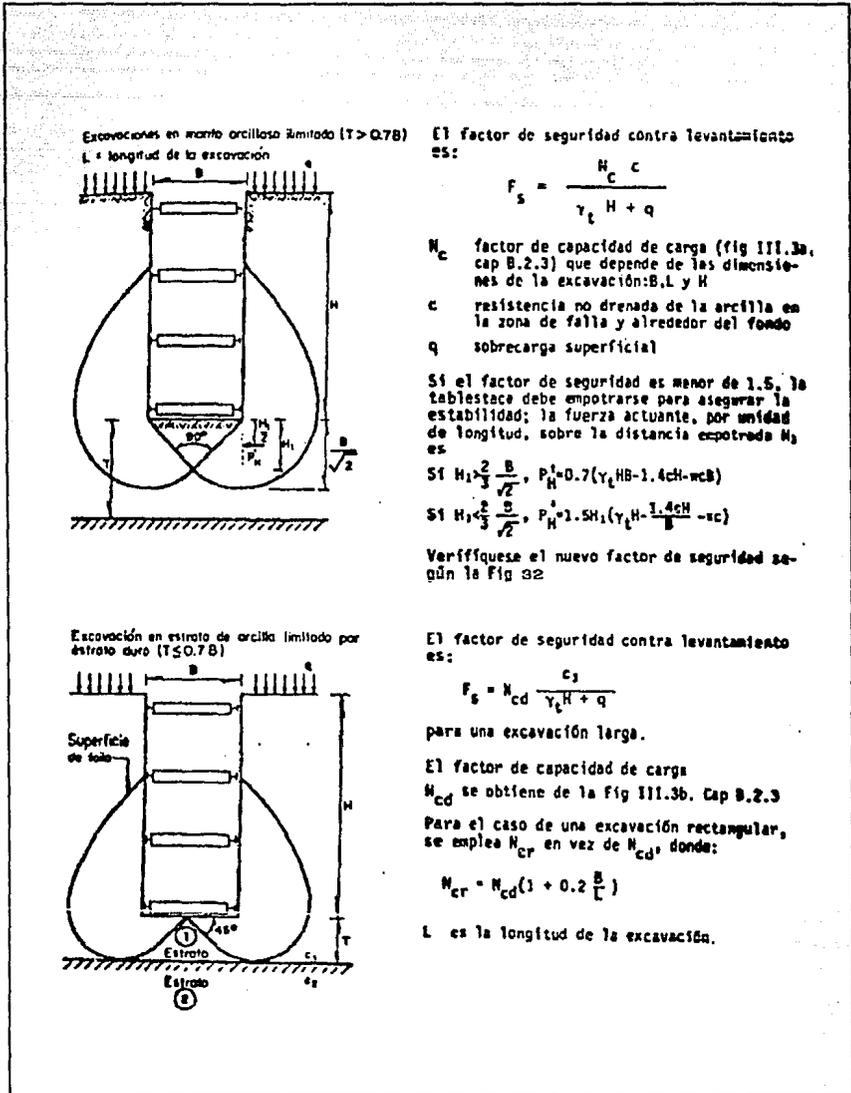


FIGURA 29 Estabilidad del fondo de excavaciones apuntaladas en material arcilloso. Tablestaca no empotrada.

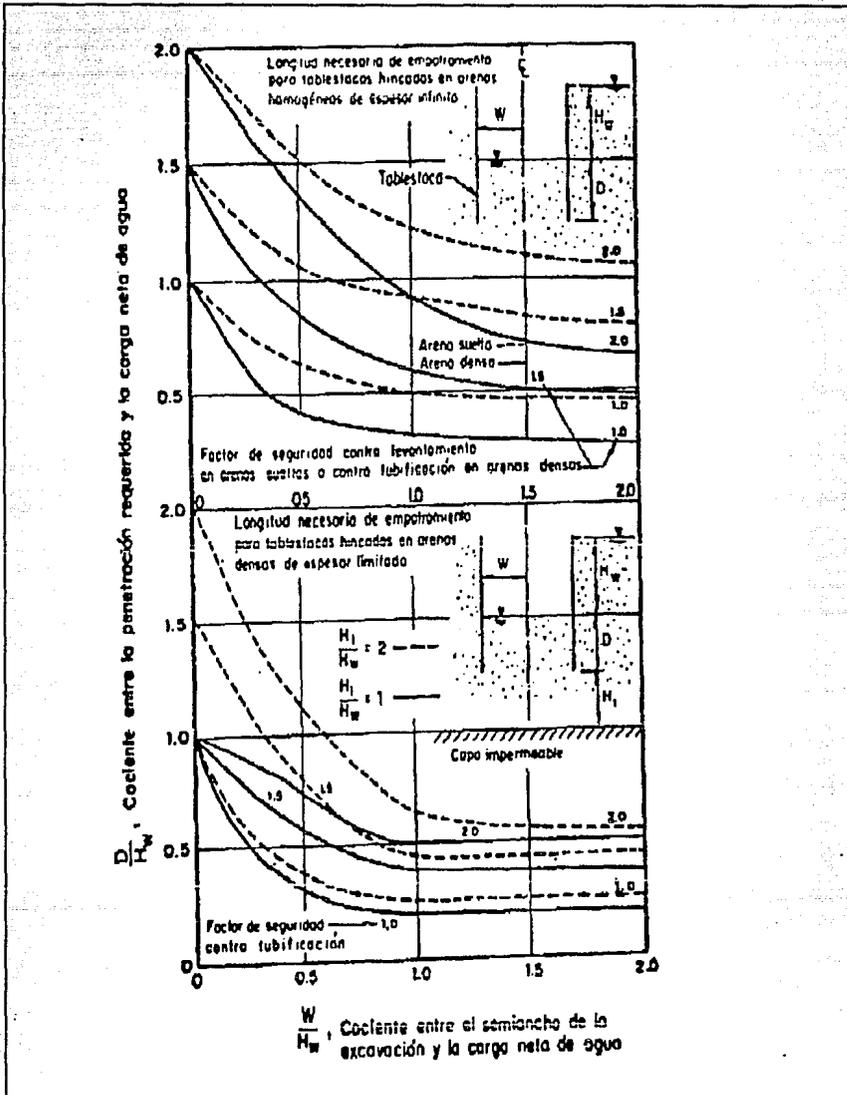
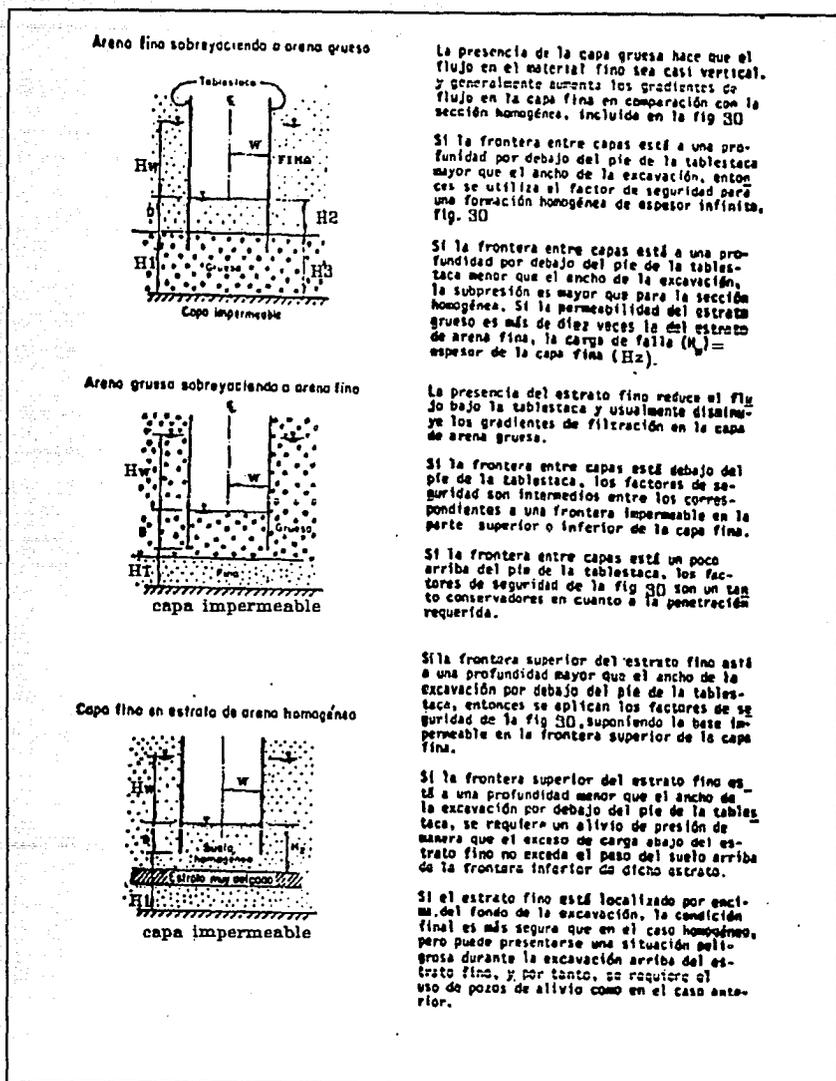


FIGURA 30 Penetración necesaria de la tablestaca para evitar la tubificación en arena isótropa.



**FIGURA 31** Penetración necesaria de la tablestaca para evitar la tubificación en arenas estratificadas.

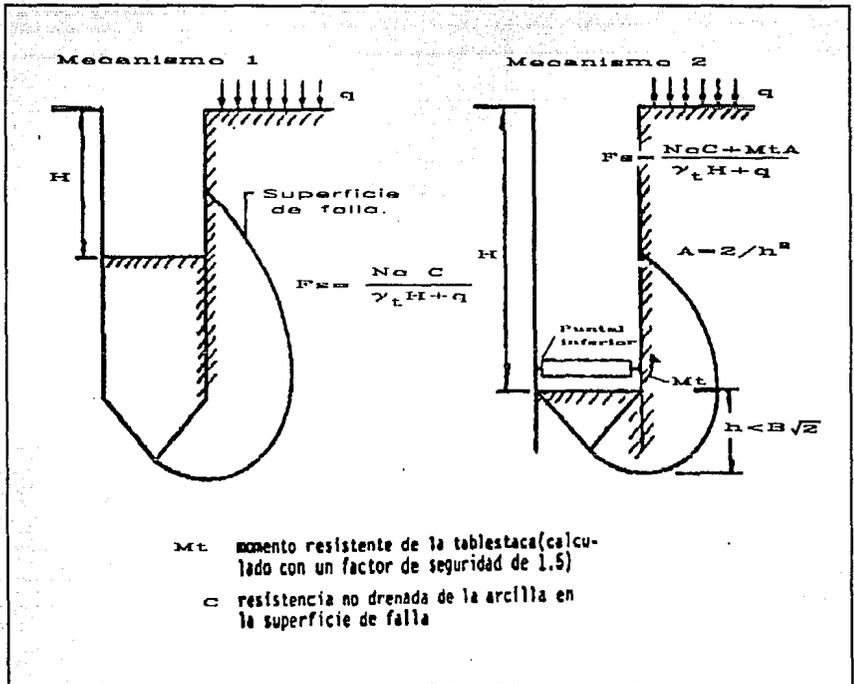


FIGURA 32 Revisión de mecanismos de falla de tablestacas que penetran en el fondo de la excavación.

### II.5 Importancia legal de las observaciones de campo para el control de las operaciones de construcción.

En el pasado frecuentemente se ignoró la inevitable cantidad de asentamiento o bufamiento inherente a las operaciones de construcción. Los contratistas o ingenieros consideraban poco prudente admitir la influencia de sus operaciones en estructuras vecinas. Se han escrito numerosas especificaciones en las que se estipula que las excavaciones deben

*efectuarse de manera que no ocurran asentamientos en los suelos vecinos. Si no se recibían quejas de los propietarios de las construcciones vecinas, generalmente se suponía que se había cumplido con estas recomendaciones. Por otra parte, si hay reclamaciones, el tema se presta a grandes diferencias de opinión, con respecto a la magnitud del asentamiento y del daño debido al mismo. Actualmente, se ha hecho costumbre que el ingeniero responsable de una construcción, fije puntos de referencia, no solamente dentro de los límites de su propiedad, sino también en las estructuras de los vecinos.*

*Las observaciones que se hagan en estos puntos de referencia frecuentemente son suficientes para indicar la tendencia de los movimientos. En igual forma los propietarios vecinos, comúnmente emplean ingenieros independientes para que observen los movimientos de sus estructuras. Si ocurre daño, los hechos del caso pueden determinarse fácilmente y generalmente puede llegarse a un arreglo sin costosos litigios.*

#### ***Estabilidad de las estructuras vecinas.***

*De acuerdo con las N.T.C.P.D.C.C.(\*)<sup>1</sup>; 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.*

---

<sup>1</sup> Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones

### *Estabilidad de la excavación y asentamientos*

*Es de esperarse , para una excavación a cielo abierto de profundidad  $d$  efectuada en arena, un asentamiento que no se extenderá normalmente al eje de la excavación más allá de una distancia igual a  $d$ , si el terreno adyacente soporta carga. En caso contrario, el asentamiento no se extenderá más allá de  $d/2$ . Además, si la excavación está correctamente apuntalada, el asentamiento máximo no suele exceder de aproximadamente  $d/200$ .*

*En excavaciones en arcillas, aún debidamente entibadas, se pueden producir zonas plastificadas en la parte superior de la propia excavación. Estas zonas producirán asentamientos en la superficie que pueden ser muy grandes. En la referencia 15 se indica que los asentamientos empiezan a ser considerables cuando:*

$$\frac{\gamma d}{c} > 3$$

donde:  $\gamma$  es el peso volumétrico.  
 $d$  es la profundidad de la excavación.  
 $c$  es la resistencia no drenada.

*reportando asentamientos de hasta  $d/500$  a distancias de  $4d$ . Los asentamientos máximos observados son:*

- menores de  $d/500$  en el caso de arenas y arcilla dura
- entre  $d/100$  y  $d/50$  en arcilla blanda con poca profundidad debajo del fondo de la excavación y
- mayores de  $d/50$  en arcilla blanda y muy blanda, que se extiende a una profundidad considerable por debajo del fondo de la excavación.

### ***Consideraciones y recomendaciones para efectuar excavaciones***

*Al proyectar una excavación, se tomarán en cuenta los siguientes aspectos del problema: abatimiento del nivel freático y bombeo de las infiltraciones, estabilidad de las paredes y del fondo, expansión del fondo en suelos blandos y posibilidades de tubificación.*

*En todos los casos se efectuarán nivelaciones fijando referencias y testigos. Además, al efectuar la excavación se tomarán las precauciones necesarias para evitar movimientos que afecten al comportamiento de estructuras vecinas, así como el volteo de los cimientos adyacentes. Para tal efecto pueden emplearse procedimientos alternos como son: excavación por zonas, excavación por tramos en las colindancias y apuntalamiento de las paredes.*

*Cuando una excavación efectuada en una sólo etapa provoque movimientos indeseables en estructuras vecinas o en la excavación misma, pueden emplearse procedimientos alternos como excavación por zonas, excavación por tramos en las colindancias y el apuntalamiento de las paredes.*

*La excavación por etapas y por zonas consiste en dividir en varias partes el área de excavación; en cada parte se excava hasta la profundidad deseada. Luego se cierra la losa de fondo y se aplica la carga necesaria para igualar los esfuerzos verticales a los que existían antes de excavar. Posteriormente se inicia la excavación en otra parte y se repite el ciclo. En cada una de las etapas debe cuidarse la estabilidad de los taludes, o bien, la del apuntalamiento y la del fondo de la excavación.*

*La excavación por tramos en las colindancias es particularmente útil cuando existen estructuras vecinas cuyos cimientos estén ubicados muy cerca de los límites de la excavación. Consiste en excavar un tramo pequeño del orden de 4 m en la colindancia, colar la cimentación y apuntalarla en caso necesario antes de repetir la operación en un tramo adyacente. Si la cimentación contigua consiste en zapatas aisladas sin trabes de liga, deben extremarse precauciones y reducirse el ancho de los tramos.*

*Debe proveerse el avenamiento necesario para controlar las infiltraciones superficiales en el fondo de la excavación, por ejemplo con zanjas drenantes, a fin de trabajar en seco y eliminar la tubificación o la alteración de los materiales de apoyo.*

*Debido a las presiones de agua en acuíferos situados debajo del fondo de una excavación, puede ocurrir el levantamiento del fondo. Para evitarlo, es necesario que la presión de agua sea menor que el esfuerzo vertical total debido a los materiales entre el acuífero y el fondo de la excavación.*

***Medidas adoptadas para proteger los edificios históricos existentes en las zonas por donde pasará la Línea 8 del Metro de la ciudad de México. (\*)<sup>2</sup>***

*Las obras del Metro de la Ciudad de México se iniciaron en la década de los Sesenta. En aproximadamente 25 años, este sistema de transporte colectivo ha avanzado en forma significativa. Actualmente tiene en funcionamiento nueve Líneas, de las cuales ocho dan servicio en el Distrito Federal y una se extiende hasta el Estado de México, haciendo posible, en*

---

<sup>2</sup>Extracto del artículo "Sistema de transporte funcional" publicado en la revista Ingeniería Civil del CICM No. 227 pag. 17, enero-febrero 1992.

*conjunto, el traslado diario de más de cuatro y medio millones de usuarios.*

*De acuerdo con el Programa Maestro del Metro se construirán, a corto y mediano plazo, seis Líneas más, entre las que se encuentra la Línea 8, cuyos trabajos empezaron a finales de 1991.*

*Técnicamente hablando, se trata de una Línea superficial de Constitución de 1917 hasta la calle de J. Mina (1.9 km); en la solución subterránea de Ermita-Iztapalapa y Fundición, hasta el cruce de Avenida 5 y Río Churubusco (6.2 km); será superficial sobre Francisco del Paso y Troncoso (3.4 km) y subterránea desde el cruce de Francisco del Paso y calle Hidalgo, hasta Reforma (8.3 km). El tramo subterráneo constará de un túnel rectangular, formado por muros y losas de concreto en el piso y el techo; tendrá nueve metros de profundidad y en cruces bajo las otras Líneas, hasta 16 m.*

*Dado que la Línea se ubica muy cerca del Centro Histórico se han adoptado medidas tendientes a proteger los edificios históricos que se encuentran en la zona. Se considera que no se provocarán daños a los edificios, ya que se han adoptado normas para que los sistemas constructivos sean más seguros que los convencionales. Por ello, en el proyecto se ha aumentado la profundidad de los muros de contención, se ha reducido el tiempo de bombeo, la longitud de las etapas de excavación y se incrementará el apuntalamiento de los muros de contención.*

*Previamente a la ejecución de la obra se realizaron peritajes estructurales de los edificios históricos de la zona y, en caso de requerirlo, se tiene contemplado realizar trabajos de reforzamiento de los mismos antes de iniciar los trabajos.*

*También se lleva a cabo un seguimiento permanente de las edificaciones durante la construcción, por medio de una instrumentación especial y un control topográfico de los inmuebles.*

## II.6 Ejemplo ilustrativo.

### Análisis de falla de fondo:

De acuerdo con lo visto en el inciso II.3.1 para la revisión de la falla de fondo se debe cumplir con la siguiente desigualdad:

$$P_v + \sum q F_c < C_u N_c F_r \quad (\text{ec. 14, NTCDDC})$$

El significado de cada término se explica en dicho inciso.

Es conveniente recordar que debe cumplirse también

$$D_f/B < 2 \text{ y que } B/L < 1$$

\* A) La revisión se hace considerando las dimensiones de proyecto.

Para este ejemplo se tiene que:

$$P_v = \frac{(4.6 \cdot 1.52) + (1.4 \cdot 1.14)}{6.00} = 6.00$$

$$P_v = 8.588 \text{ t/m}^2$$

La excavación afecta a dos estratos por lo cual se obtuvo un peso volumétrico equivalente, sacando un promedio pesado.

$$\sum q F_c = 4(1.1) = 4.4 \text{ t/m}^2 \quad (\text{colindancia edificio})$$

Para el resto de las colindancias se debe considerar una sobrecarga uniforme mínima de 1.5 t/m<sup>2</sup> con un factor de carga (F<sub>c</sub>) unitario (inciso 5.1 de las NTCDDC)

$$\text{Por lo tanto:} \quad \sum q F_c = 1.5 \text{ t/m}^2$$

Para la parte del lado derecho de la desigualdad se tiene:

C<sub>u</sub> = cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no drenadas.

= promedio pesado entre 6 y 16 m de profundidad (se considera que la falla de fondo por cortante afecta una profundidad del orden del ancho de la excavación, bajo el fondo de esta, la cual está comprendida entre 6 y 10 + 6 = 16 m)

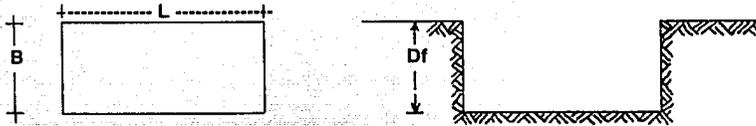
$$C_u = \frac{(1.8 \cdot 2 + 1.8 \cdot 1.5 + 0.8 \cdot 2 + 2.8 \cdot 2.2 + 1.8 \cdot 3)}{9.00}$$

$$C_u = 2.162 \text{ t/m}^2 \quad \text{no se considera el estrato de arena}$$

$N_c$  = coeficiente de capacidad de carga del suelo definido en el inciso II.3.1 de acuerdo con el inciso 3.3.1 de las NTCDDC y que depende de la geometría de la excavación.

Se denomina B al ancho de la excavación, L a su longitud y Df a su profundidad.

por lo que  $B = 10 \text{ m}$ ,  $L = 20 \text{ m}$ ,  $D_f = 6.0 \text{ m}$



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

$$N_c = 5.14 \cdot (1 + (0.25 \cdot (6/10)) + (0.25 \cdot (10/20)))$$

$$N_c = 6.55$$

El factor de resistencia será igual a 0.7.

$$F_r = 0.7$$

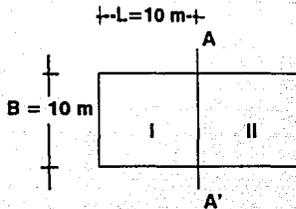
Se considera que la condición más desfavorable corresponde a la colinancia con el edificio. Aplicando la desigualdad tenemos

$$P_v + \sum q F_c = 12.988 \quad \dots(A)$$

$$C_u N_c F_r = 9.919 \quad \dots(B)$$

$$\text{así } P_v + \sum q F_c > C_u N_c F_r \quad \text{y la condición inicial} \\ \text{NO SE CUMPLE}$$

- B) Se propone realizar la excavación en partes de tal forma que  $B = L = 10$  m. La profundidad  $D_f = 6.0$  m



Con lo cual  $N_c$  queda

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

$$N_c = 5.14(1 + (0.25 \cdot (6/10)) + (0.25 \cdot (10/10)))$$

$$N_c = 7.20$$

y

$$C_u N_c F_r = 10.892 \dots (C)$$

(C) < (A) por lo que la condición inicial **NO SE CUMPLE**

- C) Ahora se propone realizar la excavación en dos etapas de profundidades  $D_1$  y  $D_2$  respectivamente.

$$D_1 = D_2 = 3.00 \text{ m}$$

Aplicando nuevamente la desigualdad para  $D_f = 3$  m,  $B = L = 10$  m tenemos

$$P_v + \sum q F_c < C_u N_c F_r$$

$$P_v = 1.52(3) = 4.56 \text{ t/m}^2$$

$$\sum q F_c = 4(1.1) = 4.4 \text{ t/m}^2 \quad (\text{colindancia edificio})$$

$C_u$  se obtiene del promedio pesado entre 3 y 3 + B, es decir, entre 3 y 3+10 = 13 m

$$C_u = \frac{(1.6 \cdot 2.5 + 3.2 \cdot 2 + 1.8 \cdot 1.5 + 0.8 \cdot 2 + 1.6 \cdot 2.2)}{9}$$

$$C_u = 2.02 \text{ t/m}^2 \quad \text{no se considera el estrato de arena}$$

$$F_r = 0.7 \quad (\text{colindancia edificio y calle})$$

$$N_c = 5.14 \cdot (1 + (0.25 \cdot (3/10)) + (0.25 \cdot (10/10)))$$

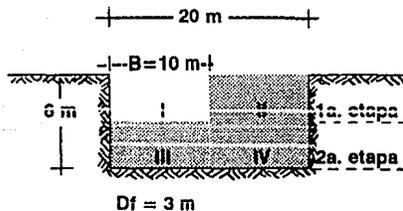
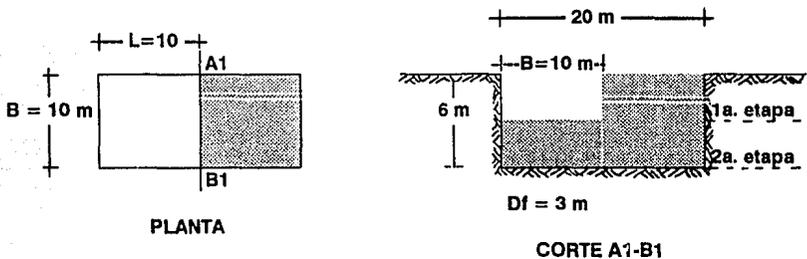
$$N_c = 6.81$$

$$\text{por lo que } P_v + \sum q F_c = 8.96 \quad \dots(D)$$

$$C_u N_c F_r = 9.65 \quad \dots(E)$$

así (D) < (E) y la desigualdad **SE CUMPLE**

Por lo tanto se recomienda que la excavación se realice en dos etapas de profundidades  $D_1 = D_2 = 3$  m. La 1a. etapa debe ejecutarse en dos partes de tal forma que la excavación quede dividida por el eje A1-B1. Se considera que en la 2a. etapa se sustituirá el peso del suelo extraído por el peso del concreto reforzado necesario para las losas y traves de cimentación.



I, II III y IV son las partes de las que constará cada una de las etapas de la excavación.

### Cálculo del talud en las transiciones I a II y III a IV.

La transición entre las dos zonas de la excavación (I a II), línea A-B, de la primera etapa (0 a 3 m) se hará mediante un talud.

El talud será provisional por lo que podemos emplear un método sencillo para analizar su estabilidad.

Uno de estos métodos es el de Janbu en el cual el factor de seguridad esta dado por:

$$F_s = \mu q N_0 \frac{C_u}{\gamma H + \Sigma q} \quad \dots [a]$$

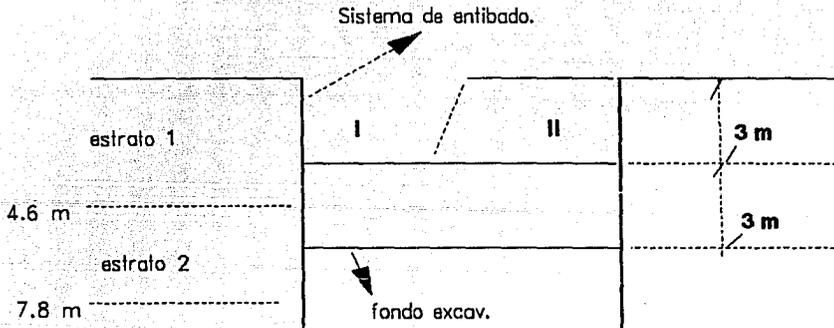
donde:

$N_0$  = número de estabilidad dado por la figura E.6.1

$\mu q$  = factor de reducción adimensional dado por la figura E.6.2

La ecuación [a] se puede escribir en forma de desigualdad, quedando como sigue:

$$\frac{\gamma H + \Sigma q}{\mu q} (F_c) < C_u N_0 F_r \quad \dots [b] \quad \begin{array}{l} F_c = 1.0 \\ F_r = 0.7 \end{array}$$



Se tiene que  $H = 3$  m,  $C_u = 2.5$  t/m<sup>2</sup>,  $\gamma = 1.52$  t/m<sup>3</sup> (estrato 1 de la figura E.11.2).

$$\Sigma q Fr = 1.5(1)$$

$$\Sigma q = 1.5 \quad (\text{Inclso 5.1 NTCDDC})$$

Se propone un talud  $\beta = 53^\circ$ , de la figura E.6.1,  $N_o = 5.5$  y con

$$\frac{\Sigma q}{\gamma H} = \frac{1.5}{1.52(3)} = 0.329$$

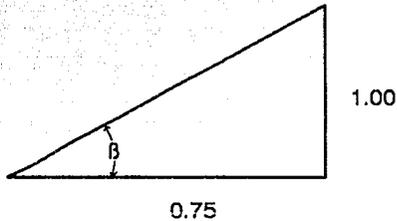
se obtiene  $\mu q$  de la figura E.6.2,  $\mu q = 0.89$

Sustituyendo valores en [b] tenemos:

$$C_u N_o Fr = 2.5(5.5)(0.7) = 9.625$$

$$\frac{\gamma H + \Sigma q}{\mu q} (F_c) = \frac{1.52(3) + 1.5}{0.89} (1) = 6.809$$

por lo que se cumple que  $C_u N_o Fr > \frac{\gamma H + \Sigma q}{\mu q} (F_c)$



$$\beta = \text{ang tan } (1/0.75)$$

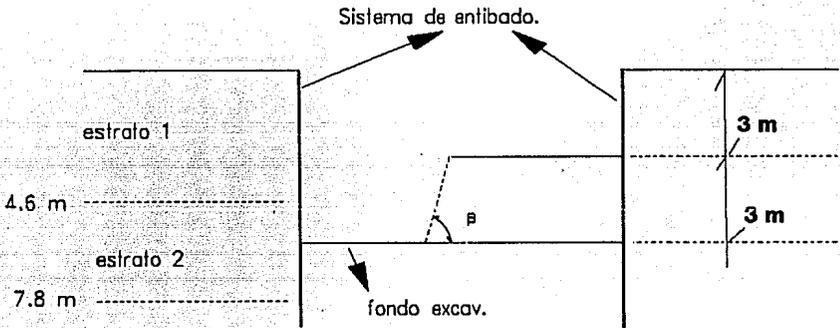
$$\beta = (53.13^\circ)$$

$$\beta = 53^\circ$$

**Angulo del talud provisional para la transición de I a II, 1a. etapa excav.**

La transición entre las dos zonas de la excavación (III a IV), línea A-B de la segunda etapa (3 a 6 m) estratos 1 y 2 de la figura E.II.2 se hará mediante un talud.

El talud será provisional por lo que podemos emplear un método sencillo para analizar su estabilidad. Se utiliza nuevamente el método de Janbu.



Se tiene que  $H = 3 \text{ m}$ ,  $C_u = 2.162 \text{ t/m}^2$

El peso volumétrico se calcula como se indica

$$\gamma_m = \frac{1.6(1.52) + 1.14(1.40)}{3.00}$$

$$\gamma_m = 1.343 \text{ t/m}^3$$

$$\Sigma q Fr = 1.5(1)$$

$$\Sigma q = 1.5 \text{ (Inclso 5.1 NTCDDC)}$$

Se propone el mismo talud de  $\beta = 53^\circ$ , de la figura E.6.1, No = 5.5  
y con

$$\frac{\Sigma q}{\gamma H} = \frac{1.5}{1.343(3)} = 0.372$$

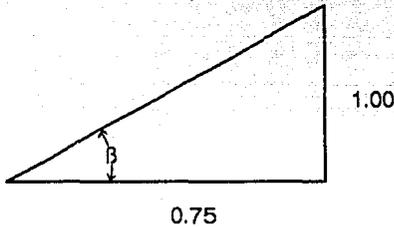
se obtiene  $\mu q$  de la figura E.6.2,  $\mu q = 0.87$

Sustituyendo valores en [b] tenemos:

$$Cu No Fr = 2.162(5.5)(0.7) = 8.324$$

$$\frac{\gamma H + \Sigma q}{\mu q} (Fc) = \frac{1.343(3) + 1.5}{0.87} (1) = 6.355$$

por lo que se cumple que  $Cu No Fr > \frac{\gamma H + \Sigma q}{\mu q} (Fc)$



$$\beta = \text{ang tan } (1/0.75)$$

$$\beta = (53.13^\circ)$$

$$\beta = 53^\circ$$

**Angulo del talud provisional para la transición de III a IV, 2a. etapa excav.**

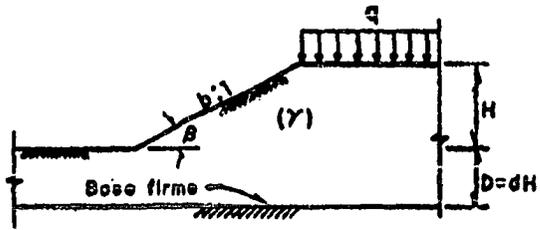
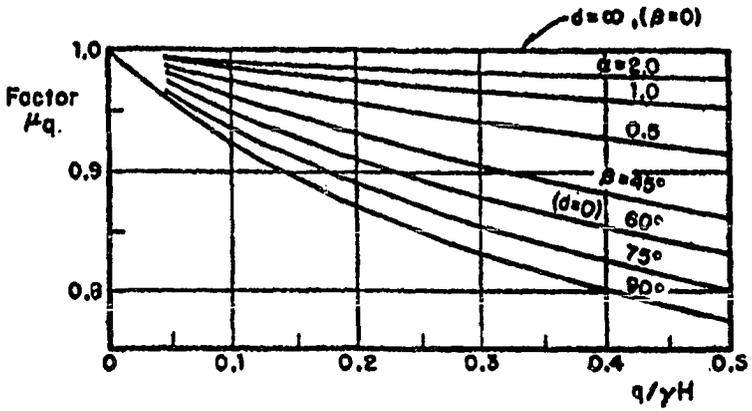


FIGURA E.6.1 Factor  $\lambda_{c\phi}$ , método de Janbu.

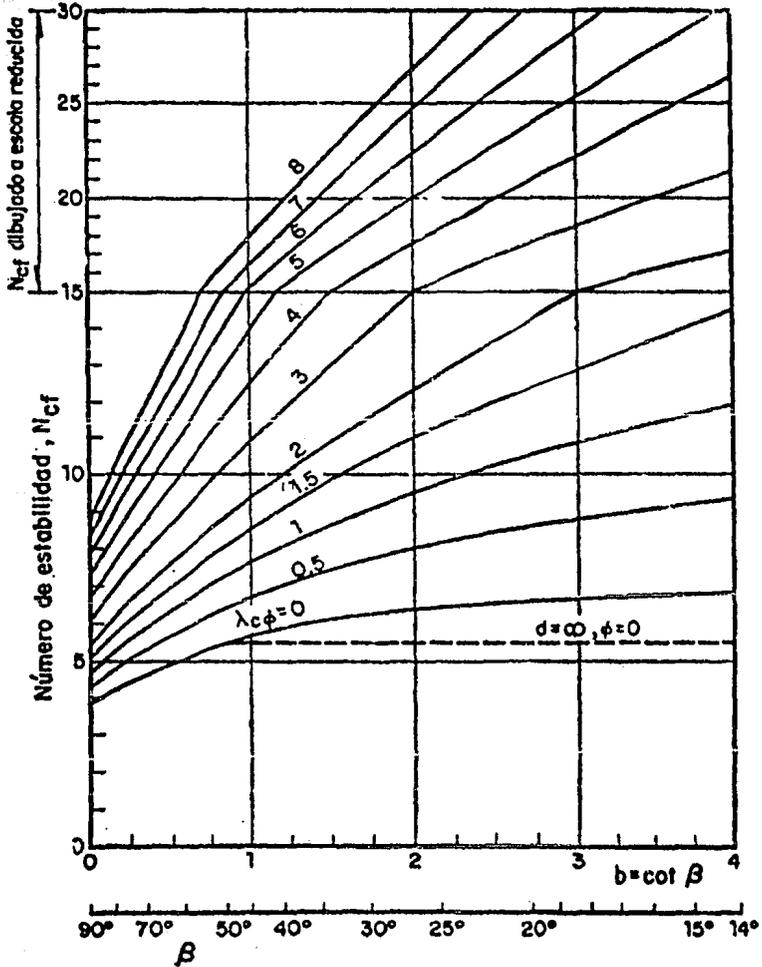


FIGURA E.6.2 Factor de reducción  $\mu_q$ .

### **CAPITULO III: REVISION DE ESTADOS LIMITE DE SERVICIO.**

#### **III.1. Generalidades**

*De acuerdo con el artículo 184 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad de soportar carga.*

*En el diseño de excavaciones se considerarán, de acuerdo con el artículo 228, cap. VIII del Reglamento, los siguientes estados límite 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 el 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 tomará en cuenta los movimientos del terreno debidos al bombeo.*

*En el inciso 7.2.4 de las N.T.C.D.C.C. se recomienda lo siguiente con respecto al procedimiento constructivo de una 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 la 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 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 abover los esfuerzos de tensión que pueda generar la expansión del terreno.*

### **III.2 Expansiones instantaneas y diferidas por descarga**

*De acuerdo con el inciso (a) de la sección 5.2 de las N.T.C.D.C.C., para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de la excavación y en los alrededores se recurrirá a la teoría de la elasticidad.*

*El módulo de elasticidad de las arcillas saturadas se puede determinar a partir de pruebas de rebote elástico en compresión no confinada (Dr Zeevaert, 1973), referencia 1. El módulo de*

Poisson en arcilla saturada es del orden de 0.45. Las expansiones calculadas con los módulos de laboratorio resultan en general mayores que las expansiones observadas en casos reales, por lo que algunos autores han propuesto ciertas modificaciones para corregir este efecto. En este trabajo se utiliza el criterio del Dr. Zeevaert (1973).

El cálculo de las expansiones instantáneas se hará utilizando la ley generalizada de Hooke para cada estrato.

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

Las magnitudes de los esfuerzos normales  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$ , y  $\sigma_y$ , se obtienen con las siguientes expresiones:

Para  $\sigma_z$  (Ing. Julio Damy R. 1985)

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[ \left( \frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{x y z}{A} + \text{ang} \tan \frac{x y}{z A} \right]$$

Para  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  (Dashkó y Kagán 1980)

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{x y z}{(x^2 + z^2)A} - \text{ang} \tan \frac{z A}{x y} + (1 - 2\nu)(\text{ang} \tan \frac{y}{x}) - \right.$$

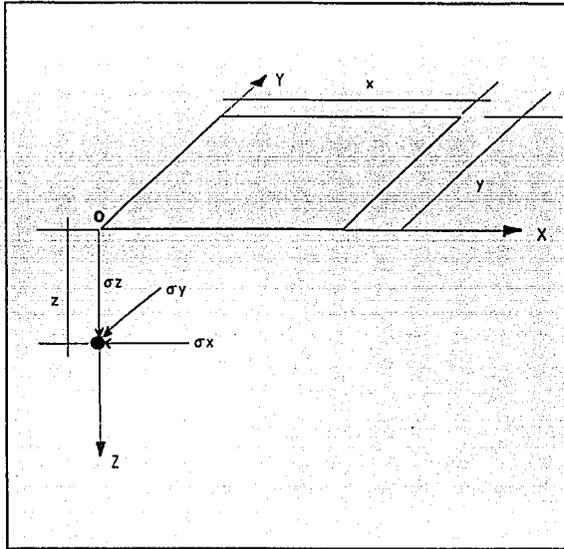
$$\left. \left( \text{ang} \tan \frac{y A}{x z} \right) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{x y z}{(y^2 + z^2)A} - \text{ang} \tan \frac{z A}{x y} + (1 - 2\nu)(\text{ang} \tan \frac{x}{y}) - \right.$$

$$\left. \left( \text{ang} \tan \frac{x A}{y z} \right) \right]$$

donde:  $A = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$

Los esfuerzos  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  corresponden a la siguiente figura y son los provocados bajo una esquina a la profundidad  $z$  por la descarga uniforme  $q$  en una área rectangular.



**Esfuerzos normales bajo una esquina de una área rectangular uniformemente cargada.**

En el caso de excavaciones ademas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles o efectuando la excavación en zanjas de ancho reducido.

Los incrementos de presión vertical  $\Delta p$  inducidos por la carga superficial se calcularán

*con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o 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.*

*La alta compresibilidad y gran espesor de los depósitos de arcilla lacustre, de origen volcánico, sobre los cuales está construida la mayor parte de la ciudad de México impone, en muchos casos, la necesidad de recurrir al empleo de cimentaciones compensadas o flotantes (el Dr. Zeevaert dice en su libro I.S.E., que una cimentación compensada es aquella en la que el peso total del edificio y su cimentación se equilibra con la suma de los esfuerzos efectivos existentes al nivel de desplante de la cimentación, adicionados de la subpresión del agua superficial cuando ésta se encuentre a nivel superior al desplante de la cimentación), que requieren la ejecución de una excavación, la cual frecuentemente alcanza profundidades del orden de 6 m, y aún mayores.*

*La remoción de la tierra durante la ejecución de la excavación produce una descarga de los estratos del suelo que se encuentran debajo de ésta; tal descarga se traduce en la "expansión" de las arcillas afectadas cuya magnitud depende de las dimensiones del área excavada y de la profundidad. La instalación de bancos de nivel colocados a elevaciones inferiores que el fondo de algunas excavaciones indica que, dichos movimientos llegan a ser del orden de 40 cm, en excavaciones con profundidad de 6.50 m, y áreas de 12 x 60 m.*

*La naturaleza del fenómeno de expansión de las arcillas del valle de México no ha sido suficientemente estudiada hasta el presente. Las observaciones de laboratorio y de campo*

indican que el fenómeno presenta dos etapas:

a) una expansión relativamente rápida que se verifica a la misma velocidad que el avance de la excavación, parece ser un fenómeno elástico;

b) la segunda, más lenta, va acompañada por un incremento en el agua de la arcilla y es un proceso que prolonga a través de varios años, según las observaciones en algunas estructuras sobrecompensadas.

La recompresión, o recuperación de la expansión de las excavaciones al aplicar la carga de la estructura, produce asentamientos cuyo desarrollo en el tiempo es todavía imprevisible. Esta situación obliga al ingeniero a tomar precauciones especiales para ejecutar la excavación, con el objeto de reducir al mínimo posible la expansión. Uno de los procedimientos aplicados consiste en producir una sobrecarga en la zona por excavar, abatiendo localmente el nivel freático, previamente a la excavación; el abatimiento debe ser tal que la sobrecarga iguale a la descarga.

En el capítulo XVI del libro "El subsuelo de la ciudad de México" ( Marsal y Mazari, 1969) referencia 9, se estudia el comportamiento de cimentaciones más o menos rígidas dotadas de losas o algún elemento similar para transferir las cargas de la superestructura al subsuelo. Dadas las características de éste, es común que se requiera efectuar excavaciones profundas, para reducir los asentamientos de edificios pesados; este problema conduce al análisis de las observaciones sobre expansión del terreno, la estabilidad de taludes y del fondo de la excavación.

En cimentaciones de gran profundidad se deben reducir los asentamientos a un mínimo, compensando la carga total  $P$  del edificio con la excavación de un volumen considerable de tierra, cuyo peso  $R$  puede ser menor o mayor que aquélla; por razones arquitectónicas en

*algunos casos R resulta mayor que P, registrándose ascensos de la estructura en lugar de hundimientos.*

*Las arcillas del subsuelo no son altamente expansivas; en efecto, el factor de compresibilidad para la descarga medido en pruebas de consolidación estándar, es casi 10% del correspondiente a la carga e igual en promedio a 0.05.*

*Sin embargo, dado el espesor de la formación arcillosa, variable entre 20 y 40 m en la zona del lago, al abrirse una excavación profunda y de grandes dimensiones, es usual registrar expansiones de 20 a 60 cm que provocan el agrietamiento de los taludes y el fondo. Al colocar las estructuras se recomprime el suelo, ocasionando asentamientos no despreciables.*

*Son dos aspectos los considerados como importantes en el proceso de excavación de una cimentación, a saber:*

- a) las expansiones del subsuelo*
- b) la estabilidad de los taludes y del fondo.*

*Con respecto a las expansiones se comenta que teóricamente, si la tierra excavada se sustituyera de inmediato por la estructura, no deberían de ocurrir movimientos, pero esto no es posible en la práctica y siempre transcurre un determinado tiempo para reestablecer las condiciones de equilibrio que existían en el terreno originalmente. Observaciones hechas en excavaciones a cielo abierto, demuestran que el suelo se expande a medida que se retira el material dando lugar a lo que se denomina expansión inicial, terminada la extracción continúan los desplazamientos ascendentes según una ley asintótica en el tiempo. En mediciones hechas por medio de bancos hincados en el terreno antes de iniciarse los trabajos en dos excavaciones de 6m de profundidad, los movimientos registrados resultaron ser más fuertes hacia el centro de la excavación que junto a los taludes, en los que normalmente se presenta una grieta, a mitad*

*de la altura, debido a falla por esfuerzo cortante. La expansión inicial de la parte central fue de 30 cm y de sólo 10 cm en las orillas, alcanzando a ser igual a 55 y 20 cm, respectivamente, al colar la subestructura. Tales movimientos son causa de asentamientos en el edificio, aunque se le haya compensado totalmente. Para disminuir este efecto, es necesario excavar y construir la cimentación por partes, o bien, recurrir al bombeo profundo o a la electrólisis.*

*Mediciones de este tipo se han realizado en excavaciones no ademas y de ancho mayor que 10 m, así mismo se han registrado las expansiones ocurridas en cubos y zanjas de 2.50 m de ancho, con taludes soportados por ademes, así como las de una excavación a cielo abierto en la que se habían hincado pilotes previamente.*

*Al comparar las expansiones de los diferentes casos, se concluye que es ventajoso proceder por etapas de volumen reducido al extraer el suelo para construir una cimentación profunda, o tener pilotes hincados antes de iniciar esa operación y capaces de absorber esfuerzos de tensión. Por lo anterior se concluye también que el problema es de gran trascendencia en la predicción de asentamientos de una estructura.*

*A fin de contar con datos para el proyecto y al mismo tiempo establecer comparaciones entre las mediciones y los cálculos de expansión basados en la información de pruebas estándar de consolidación durante la descarga, a continuación se describe el procedimiento adoptado en el libro mencionado (Marsal y Mazari).*

*Mediante la fórmula de Boussinesq se estimaron los decrementos de presión  $\Delta p$  producidos por descargas  $\Delta q$  del terreno correspondientes a excavaciones en zanjas, cubos, prismas y fajas, de las dimensiones más usuales y de profundidades comprendidas entre 2 y 10 m, suponiendo que el peso volumétrico de los materiales es de 1 t/m<sup>3</sup>.*

*Los valores de  $\Delta p$  son promedios en un espesor  $H_2$  del manto compresible de finido por:*

A) si el ancho de la excavación es reducido,  $H_z$  es reducido,  $H_z$  resulta limitado por la condición de que el esfuerzo sea 0.1 de  $\Delta q$ ;

B) cuando las dimensiones son tales que el efecto de la descarga alcanza a estratos inferiores no compresibles.

$H_z$  comprende a las dos formaciones arcillosas que figuran normalmente en la parte céntrica de la ciudad.

Para estimar las expansiones, dadas las características de la excavación y el procedimiento a seguir se propuso usar la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \left[ \frac{H_z \Delta p}{1 + e_i} \right] \gamma a_{vd}$$

en la que

$H_z$  = espesor afectado por la descarga

$e_i$  = relación de vacíos inicial media en la formación arcillosa.

$\gamma$  = peso volumétrico total de los materiales extraídos en  $t/m^3$ .

$a_{vd}$  = coeficiente medio de compresibilidad determinado a partir del factor respectivo  $m_d$ , a su vez escogido de la figura X-14 con el valor promedio de la humedad natural  $w_i$  del depósito de arcilla, atendiendo al grupo y formación a que éste pertenece.

Por otra parte en el artículo "The elastic properties of saturated clays from field and laboratory measurements" (Reséndiz, Nieto y Figueroa, 1967) referencia 10, se habla de que es posible utilizar varios procedimientos para estimar las propiedades elásticas de los suelos. Los cuales se pueden clasificar en dos grandes grupos: Los métodos estáticos y los métodos dinámicos.

*Para arcillas, los métodos estáticos de laboratorio generalmente requieren la determinación de un módulo de deformación tangente inicial en las curvas esfuerzo-deformación de ellas y pruebas de compresión no confinadas o no consolidadas no drenadas.*

*Se sabe, sin embargo, que módulo obtenido por este camino es generalmente más bajo que el módulo de deformación inmediata del suelo in situ. Este hecho experimental debiera ser probablemente atribuido a la concentración de esfuerzos y muestras contaminadas principalmente.*

*En los procedimientos dinámicos, los parámetros de elasticidad se determinan de pruebas de vibración en el laboratorio o de la velocidad de ondas de tensión medida in situ.*

*Se explica acerca del "mecanismo de levantamiento en las excavaciones", que la reacción de un subsuelo arcilloso bajo el fondo de una excavación al reducirse las cargas superpuestas puede ser considerada como el resultado de:*

*(1) un rebote inmediato o elástico, cuya magnitud esta determinada por alguna clase de parámetro elástico  $E$  (módulo de elasticidad) y  $\mu$  (relación de Poisson) y*

*(2) un levantamiento dependiente del tiempo, cuyo valor depende del indice de aumento del suelo. Después de la recarga dos fases similares pueden ser distinguidas en la reacción.*

*En resumen se hace una comparación de las expansiones elásticas o inmediatas medidas en 10 excavaciones en arcillas saturadas, con las predicciones basadas en pruebas de laboratorio estáticas y dinámicas, y en mediciones de propagación de ondas in situ. Se confirma que la relación de Poisson para arcillas saturadas es muy cercana a 0.5.*

*En el inciso 4. (Cajones de cimentación) subinciso 4.4 (Expansiones a corto plazo) de la referencia 12 se dice que a pesar de que se impida una falla del fondo de una excavación por cortante, siempre existirán expansiones inmediatas por descarga tanto en el fondo como*

*alrededor de la excavación. Esas expansiones tienen importancia en vista de que:*

- (a) generalmente no son uniformes;*
- (b) se recuperan al ser aplicada la carga de la estructura, sumándose a los asentamientos, y*
- (c) pueden causar daños a las estructuras vecinas.*

*Si la estimación analítica de la expansión indica que esta es excesiva en algún punto dentro o fuera del área de trabajo, la excavación deberá realizarse por partes, en cada una de las cuales se colará, en seguida la porción de cimentación correspondiente.*

*En este caso, habrá que programar cuidadosamente la secuencia de avance de las diferentes etapas de la construcción, tratando de hacer la excavación y los colados cada uno en forma simétrica dentro del área de la cimentación, y reduciendo al mínimo el tiempo transcurrido entre ambas etapas con el fin de minimizar los asentamientos diferenciales durante y después de la construcción, particularmente los que pueden producir una rotación de la estructura.*

*Otro procedimiento para reducir la magnitud de las expansiones inmediatas causadas por una excavación consiste en transmitir la descarga a estratos más profundos de mayor módulo de deformación, mediante pilotes que trabajen como anclas de fricción. Pero este procedimiento sólo resulta práctico cuando los pilotes se requieren, además, para otros fines.*

*La predicción de las expansiones inmediatas en el subsuelo de la ciudad de México se ha hecho con cierto éxito a partir de la teoría de la elasticidad, usando el módulo de rigidez dinámico que resulta de pruebas de vibración torsional libre en probetas cilíndricas, o el módulo de deformación tangente inicial en pruebas UU.*

*En el subinciso 4.8.1 (Deformaciones inmediatas) de la misma referencia se establece que conocida la geometría del problema, en la predicción de deformaciones tanto a corto como a largo plazo, intervienen tres factores independientes cuya combinación determina el grado de aproximación del resultado: la magnitud y distribución de la carga (o descarga), los valores asignados a los parámetros pertinentes del suelo, y el método de análisis.*

*El Dr. Zeevaert en el artículo "Cimentaciones compensadas" (p. 253) de la referencia 13 nos dice que en suelos altamente compresibles y con alto poder de expansión, la compensación de una cimentación no implica únicamente diseñarla compatible con los movimientos verticales diferenciales admisibles debido a la rigidez de la superestructura del edificio en cuestión. Si la carga aplicada es grande, es necesario también limitar los hundimientos totales por medio de una compensación de pesos usando excavaciones profundas, a su vez obteniéndose mayor capacidad de carga por lo que respecta al esfuerzo cortante inducido en el subsuelo por el peso del edificio.*

*Pensando en un suelo con las características que se indican arriba como es el de la ciudad de México, el autor discute la filosofía de cimentaciones compensadas con y sin pilotes, así como también la de las excavaciones profundas para eliminar en parte la expansión del fondo y paredes laterales de éstas y así conseguir la reducción de los hundimientos totales del edificio.*

*Con respecto a las excavaciones el autor establece que:*

*Al efectuarse excavaciones profundas para la construcción de la estructura de las cimentaciones, se presentan problemas importantes que es necesario estudiar con cuidado a saber:*

*a) Flujo plástico hacia la excavación.*

- b) Expansión elástica de la excavación.*
- c) Hundimiento en el exterior de la excavación.*
- d) Contracción lateral de los bordes de la excavación.*

*El flujo plástico hacia la excavación, puede evitarse estudiando con cuidado la superficie potencial probable a lo largo de la cual puede verificarse un deslizamiento. El esfuerzo cortante a lo largo de dicha superficie no deberá exceder de un medio de la resistencia límite al esfuerzo cortante. La estabilidad de los taludes de excavación puede estudiarse de tal manera de no sobrepasar los esfuerzos cortantes admisibles o en su defecto diseñar para la estabilización del borde de la excavación un troquelamiento adecuado.*

*Sin embargo, a pesar de que una falla por esfuerzo cortante no se presente, siempre existe peligro de expansión del fondo de la excavación debido a la descarga.*

*Esta expansión generalmente está acompañada del inchamiento de los minerales de arcilla que al ser descomprimidos, admiten la entrada de un mayor número de moléculas de agua induciéndose una reducción de la resistencia al esfuerzo cortante.*

*El alivio de descarga generalmente se aumenta debido a las fuerzas de filtración ascendentes que se originan en el subsuelo cerca del fondo de la excavación. Por otro lado, en la parte exterior de la excavación se verifica un descenso de los niveles piezométricos del agua y por consiguiente una filtración descendente que incrementa las presiones efectivas en los depósitos de alta compresibilidad. La expansión y hundimiento puede ser valorizado aproximadamente por medio de la compresibilidad y propiedades de expansión determinada, en probetas de materiales inalterados.*

*Otro de los problemas importantes que deberán tomarse en cuenta para el diseño de las*

excavaciones, es el desplazamiento horizontal que sufren los bordes de la excavación debido a la compresión horizontal del subsuelo en las cercanías del fondo de ésta. Este fenómeno de contracción lateral, está asociado con la expansión. Al efectuar la excavación, las presiones exteriores que obran sobre los tabla-estacados son mayores que las presiones interiores dentro de la excavación, originándose una consolidación horizontal de los depósitos de alta compresibilidad.

Suponiendo que el cambio de presión horizontal debido a la excavación sea  $p_h$  y que la compresibilidad en el sentido horizontal del subsuelo bajo el fondo de la excavación es " $m_{vh}$ ", entonces la contracción lateral total a una profundidad " $z$ " bajo el fondo de la excavación, se puede calcular aproximadamente por:

$$S_{hz} = ( m_{vh} \Delta p_h L ) z$$

Este fenómeno puede crear serios problemas en los depósitos de alta compresibilidad por el movimiento hacia el interior de la excavación de las tabla-estacas. El hundimiento íntimamente asociado del suelo en las arcillas en las orillas inmediatas a la excavación, que puede producir serios daños en las propiedades colindantes, debe considerarse.

Por otra parte el Dr. Zeevaert (1973) propone se haga una corrección al cálculo de las expansiones, afectando las magnitudes de estas por el factor de expansión  $e_e$  dado por:

$$e_e = \left[ \frac{\sigma_z}{P_o} \right]^{c-1}$$

en donde  $P_o$  es la presión total a la mitad de un estrato. El exponente " $c$ " es del orden de 1.5 para la arcilla de la ciudad de México.

excavaciones, es el desplazamiento horizontal que sufren los bordes de la excavación debido a la compresión horizontal del subsuelo en las cercanías del fondo de ésta. Este fenómeno de contracción lateral, está asociado con la expansión. Al efectuar la excavación, las presiones exteriores que obran sobre los tabla-estacados son mayores que las presiones interiores dentro de la excavación, originándose una consolidación horizontal de los depósitos de alta compresibilidad.

Suponiendo que el cambio de presión horizontal debido a la excavación sea  $p_h$  y que la compresibilidad en el sentido horizontal del subsuelo bajo el fondo de la excavación es " $m_{vh}$ ", entonces la contracción lateral total a una profundidad "z" bajo el fondo de la excavación, se puede calcular aproximadamente por:

$$S_{hz} = (m_{vh} \Delta p_h L) z$$

Este fenómeno puede crear serios problemas en los depósitos de alta compresibilidad por el movimiento hacia el interior de la excavación de las tabla-estacas. El hundimiento íntimamente asociado del suelo en las arcillas en las orillas inmediatas a la excavación, que puede producir serios daños en las propiedades colindantes, debe considerarse.

Por otra parte el Dr. Zeevaert (1973) propone se haga una corrección al cálculo de las expansiones, afectando las magnitudes de estas por el factor de expansión  $\rho_e$  dado por:

$$\rho_e = \left[ \frac{\sigma_z}{P_o} \right]^{c-1}$$

en donde  $P_o$  es la presión total a la mitad de un estrato. El exponente "c" es del orden de 1.5 para la arcilla de la ciudad de México.

*En el inciso 4 del artículo "Mediciones efectuadas en las excavaciones" (Ing. Alberro, 1970) referencia 11, se habla de los desplazamientos del terreno en las cercanías de la excavación y se establece que para desplazamientos a corto plazo es común admitir que el fondo de una excavación sufre un levantamiento durante el proceso de descarga. Este fenómeno es, a corto plazo, elástico.*

*La comparación entre los resultados calculados (usando la carta de Newmark) y los medidos directamente concuerdan satisfactoriamente.*

*Las expansiones medidas y calculadas en dos excavaciones (de 8.50 y 7.10 m de profundidad, respectivamente) protegidas con muros colados in situ fueron iguales a 15 cm, aproximadamente. En una excavación de 7.00 m de profundidad realizada a cielo abierto con taludes 0.75 a 1, las expansiones medidas y calculadas resultaron iguales aproximadamente a 30 cm.*

*Se admite también, por lo general, que la superficie del terreno en las cercanías de la excavación se asienta. Pero, debe precisarse, a este respecto, la duración del proceso de excavación y de bombeo, pues aun cuando a largo plazo el bombeo provoca un asentamiento de la superficie por consolidación, a corto plazo, y de acuerdo con los resultados de la teoría elástica, el movimiento de las zonas cercanas a la excavación debe ser de expansión.*

*En base a observaciones realizadas en excavaciones para la construcción del Metro de la ciudad de México (las cuales se comparan con las expansiones calculadas aplicando el método del elemento finito) y de mediciones hechas durante la construcción del Centro Urbano Presidente Juárez, el autor concluye que, a corto plazo, los movimientos de expansión elástica en las cercanías de la excavación no son despreciables; sus efectos son variados y, en particular causan la aparición de grietas de tensión, tanto en el fondo de la excavación como en la parte*

central de los taludes. A su vez, la presencia de estas grietas modifica radicalmente la forma de las superficies potenciales de falla, que en numerosos casos se transforman en planos que pasan por el pie del talud.

Los desplazamientos horizontales en la cercanía de la excavación, a corto plazo reflejan el comportamiento elástico del terreno y de la estructura de retención.

En lo que respecta a desplazamientos a largo plazo, el autor comenta que en las cercanías de las excavaciones dichos desplazamientos son el resultado de fenómenos de consolidación o pueden deberse a diversas causas: sobrecompensación, abatimiento del nivel freático, agrietamiento de la masa de suelo próxima a la excavación y redistribución de esfuerzos, aumento de los esfuerzos desviadores a raíz de la excavación, etc. En la mayoría de los casos observados estas causas se conjugan lo cual hace difícil la predicción precisa de los movimientos verticales que se presentarán, a largo plazo, en la cercanía de la obra.

La experiencia en estructuras construídas con una sobrecompensación mayor de  $1.5 \text{ t/m}^2$  es escasa, sin embargo, en casos donde se ha superado este valor las estructuras han emergido, causando problemas considerables, daños a pavimentos, a construcciones vecinas y a la propia estructura.

Al abatir el nivel freático, la presión hidrostática en el terreno disminuye y la presión de poro en la arcilla del subsuelo se disipa para ajustarse a estas nuevas condiciones de frontera, ocasionando, a largo plazo, un asentamiento; tal asentamiento no es uniforme e induce esfuerzos de tensión en el manto superficial del terreno que se suman a los debidos al movimiento elástico generado por la excavación. A su vez, estos esfuerzos de tensión provocan la aparición de grietas; al romperse la continuidad del suelo a lo largo de las grietas verticales se incrementan los esfuerzos verticales en el suelo bajo la cimentación de las estructuras

*central de los taludes. A su vez, la presencia de estas grietas modifica radicalmente la forma de las superficies potenciales de falla, que en numerosos casos se transforman en planos que pasan por el pie del talud.*

*Los desplazamientos horizontales en la cercanía de la excavación, a corto plazo reflejan el comportamiento elástico del terreno y de la estructura de retención.*

*En lo que respecta a desplazamientos a largo plazo, el autor comenta que en las cercanías de las excavaciones dichos desplazamientos son el resultado de fenómenos de consolidación o pueden deberse a diversas causas: sobrecompensación, abatimiento del nivel freático, agrietamiento de la masa de suelo próxima a la excavación y redistribución de esfuerzos, aumento de los esfuerzos desviadores a raíz de la excavación, etc. En la mayoría de los casos observados estas causas se conjugan lo cual hace difícil la predicción precisa de los movimientos verticales que se presentarán, a largo plazo, en la cercanía de la obra.*

*La experiencia en estructuras construídas con una sobrecompensación mayor de 1.5 t/m<sup>2</sup> es escasa, sin embargo, en casos donde se ha superado este valor las estructuras han emergido, causando problemas considerables, daños a pavimentos, a construcciones vecinas y a la propia estructura.*

*Al abatir el nivel freático, la presión hidrostática en el terreno disminuye y la presión de poro en la arcilla del subsuelo se disipa para ajustarse a estas nuevas condiciones de frontera, ocasionando, a largo plazo, un asentamiento; tal asentamiento no es uniforme e induce esfuerzos de tensión en el manto superficial del terreno que se suman a los debidos al movimiento elástico generado por la excavación. A su vez, estos esfuerzos de tensión provocan la aparición de grietas; al romperse la continuidad del suelo a lo largo de las grietas verticales se incrementan los esfuerzos verticales en el suelo bajo la cimentación de las estructuras*

colindantes, generándose un proceso de consolidación subsecuente. El incremento de esfuerzos desviadores, debido al proceso de excavación, provoca un incremento de presión de poro que al transcurrir el tiempo da lugar a asentamientos no despreciables.

### ***III.3 Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones.***

*De acuerdo con las NTCDDC inciso 5.2, en el caso de cortes adermados en arcillas blandas o firmes se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral de los elementos de soporte. Estos movimientos horizontales y verticales deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales, en caso necesario.*

*En el artículo "Asentamientos en la cercanía de las excavaciones" (Ing. Alberro, 1971), referencia 14, se presenta un método de cálculo de los asentamientos de la superficie del terreno cercano a una excavación que toma en consideración tanto los movimientos elásticos iniciales como los debidos a consolidación. Los asentamientos por consolidación se dividen en dos partes: efecto de la variación de la presión octaédrica aplicada y, efecto del aumento de los esfuerzos cortantes actuantes.*

*Los asentamientos y desplazamientos horizontales que ocurren en la cercanía de una excavación, durante y después de la construcción, se dividen esencialmente en dos componentes.*

*La primera corresponde al desplazamiento horizontal del muro de retención y a la*

*expansión del fondo de la excavación, siendo ambos efectos inmediatos.*

*La segunda corresponde al proceso de consolidación al terreno aledaño que se produce al transcurrir el tiempo.*

*En el caso de las arcillas blandas de la Ciudad de México, ambas componentes del desplazamiento son importantes. Se puede considerar que los desplazamientos instantáneos corresponden al comportamiento elástico del terreno de cimentación que, por estar saturado, sufre deformaciones a volumen constante. Por lo contrario, a largo plazo, la disipación de las presiones de poro, inducidas por el proceso de excavación, provoca una consolidación del terreno, con variación de volumen.*

*Al analizar la variación del estado de esfuerzos en el terreno por efecto de una excavación el autor explica que antes del inicio de la excavación, el terreno de cimentación está sometido a esfuerzos debidos al peso propio del material suprayacente y al efecto de las cargas superficiales. Considerando que la arcilla está normalmente consolidada, la relación de esfuerzos efectivos principales es igual al coeficiente de empujes de reposo, cuyo valor es de 0.5 para el caso de las arcillas de la Ciudad de México.*

*Al iniciar la excavación, proceso durante el cual la arcilla saturada se comporta como un cuerpo elástico con relación de Poisson igual a 0.5, el decremento de carga ocasiona desplazamientos de tipo elástico en la masa de suelo. Durante este proceso, las variaciones de volumen de la muestra son nulas y los decrementos de esfuerzos totales quedan compensados por decrementos de la presión de poro. Al transcurrir el tiempo, las presiones de poro que se han generado en la masa, por efecto de la descarga, se disipan. Los esfuerzos efectivos varían, el esfuerzo octaédrico disminuye y la relación de esfuerzos principales efectivos cambia de  $K_0$  a  $K$ , siendo  $K_0$  el coeficiente de empuje de reposo y  $K$  un coeficiente de empuje inferior a  $K_0$ . En*

resumen, son tres las componentes que intervienen en la generación de los movimientos registrados en la cercanía de una excavación, por efecto de la variación en el estado de esfuerzos:

- 1.- Un movimiento elástico, sin variación de volumen.
- 2.- Una expansión con variación de volumen y reducción de la presión octaédrica efectiva aplicada.
- 3.- Un asentamiento por reducción de la relación entre esfuerzos principales efectivos.

El lo que se refiere a excavaciones con paredes troqueladas (referencia 12, inciso 4.3), se ha observado que el comportamiento y la magnitud de los esfuerzos sobre los troqueles depende principalmente del factor de estabilidad:

$$Nb = \frac{\gamma H}{Cu}$$

donde:

$\gamma$  = peso volumétrico del material localizado entre la superficie del terreno y el fondo de la excavación.

$H$  = profundidad de la excavación.

$Cu$  = resistencia al corte, en prueba no consolidada no drenada, del suelo localizado por debajo del fondo de la excavación.

Para las arcillas del Valle de México, las mediciones de campo han demostrado que, si el factor de estabilidad es menor que 5, el troquelamiento puede hacerse sin que ocurran desplazamientos apreciables de la estructura de retención en uno u otro sentido y que, en esas condiciones, las cargas en los troqueles pueden calcularse a partir del coeficiente en reposo  $K_0$ .

*en esos suelos varía de 0.5 a 0.6. La aplicación de la regla empírica de Terzaghi y Peck (referencia 6) puede ser peligrosa, en vista de que, dada la escasa profundidad del nivel freático en la ciudad, el empuje total dado por tal regla suele ser inferior aun el empuje hidrostático. Por cuanto a excavaciones con coeficientes de estabilidad superior a 5, los empujes sobre los puntales dependen mucho de las deflexiones de la estructura de retención antes de la colocación de los puntales y de la disminución de la resistencia que, dada la alta sensibilidad de las arcillas del Valle de México, provoquen dichas deflexiones.*

*Sin tomar en cuenta la resistencia del suelo localizado entre la superficie del terreno y el fondo de la excavación (Ing. Alberro, 1971), se demuestra teóricamente que para un problema bidimensional, el suelo empieza a plastificarse cerca del fondo de la excavación cuando  $N_b$  es igual a 3.14, y que la falla ocurre cuando  $N_b$  es igual a 5.14. Para un problema tridimensional, el valor de  $N_b$  que corresponde a la falla varía entre 6.2 y 9.1, de acuerdo con las dimensiones de la excavación.*

*Se puede, por tanto, considerar que, en el caso de excavaciones de longitud reducida, el problema es esencialmente elástico para valores de  $N_b$  del orden de 4.0 y debe solucionarse por medio de una teoría de falla cuando  $N_b$  es igual o superior a 6.*

### III.4 Ejemplo ilustrativo.

#### **\*Revisión de estados límite de falla.**

#### **Cálculo de las expansiones elásticas del fondo de la excavación:**

Quando se lleva a cabo un corte en el terreno, se provoca una expansión del fondo de la excavación, ocasionada por la respuesta de las componentes elásticas del suelo. De acuerdo con el inciso (a) de la sección 5.2 de las N.T.C.D.C.C., para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de la excavación y en los alrededores se recurrirá a la teoría de la elasticidad.

El módulo de elasticidad de las arcillas saturadas se puede determinar a partir de pruebas de rebote elástico en compresión no confinada (Dr. Zeevaert 1973). El módulo de Poisson en arcilla saturada es del orden de 0.45. Las expansiones calculadas con los módulos de laboratorio resultan en general mayores que las expansiones observadas en casos reales, por lo que algunos autores han propuesto ciertas modificaciones para corregir este efecto. En este ejemplo se utiliza el criterio del Dr. Zeevaert (1973).

Los valores del módulo de elasticidad del suelo determinados en el laboratorio ( $E_e$ ) se muestran en la figura E.II.2.

El cálculo de las expansiones instantáneas se hará utilizando la ley de Hooke para cada estrato.

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [ \sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y) ]$$

Las magnitudes de los esfuerzos normales  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$ , y  $\sigma_y$  se obtienen con las siguientes expresiones:

Para  $\sigma_z$  (Ing. Julio Damy R. 1985)

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[ \left( \frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{A} + \text{ang} \tan \frac{xy}{zA} \right]$$

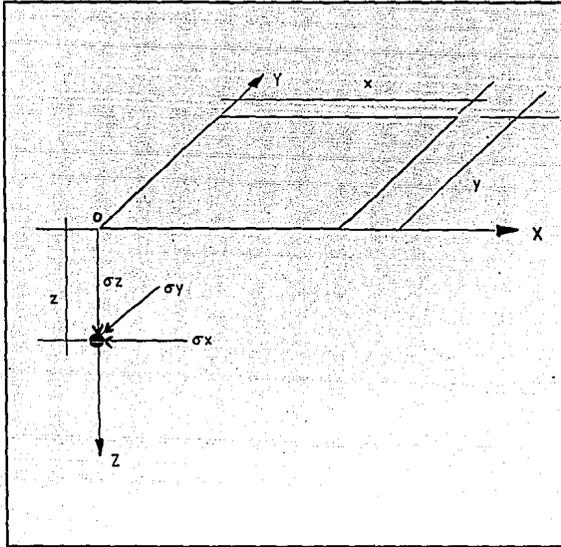
Para  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  (Dashkó y Kagán 1980)

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2+z^2)A} - \text{ang} \tan \frac{zA}{xy} + (1-2\nu) (\text{ang} \tan \frac{y}{x}) - \right. \\ \left. (\text{ang} \tan \frac{yA}{xz}) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2+z^2)A} - \text{ang} \tan \frac{zA}{xy} + (1-2\nu) (\text{ang} \tan \frac{x}{y}) - \right. \\ \left. (\text{ang} \tan \frac{xA}{yz}) \right]$$

$$\text{donde: } A = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$$

Los esfuerzos  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  corresponden a la siguiente figura y son los provocados bajo una esquina a la profundidad  $z$  por la descarga uniforme  $q$  en una área rectangular.



**Esfuerzos normales bajo una esquina de una área rectangular uniformemente cargada.**

El cálculo de las expansiones se realiza en los puntos A, B y C los cuales se muestran en la figura E.III.1. Las magnitudes de los esfuerzos y expansiones de tales puntos se presentan en las tablas E.III.1, E.III.2, E.III.3, y E.III.4. (Por ejemplo, en la tabla E.III.1 el esfuerzo  $\sigma_z$  bajo el punto A a una profundidad de 0.90 m es 8.56 t/m<sup>2</sup> y la expansión 0.0167 m)

Cabe aclarar, que para calcular la expansión en el punto C se realizó una diferencia entre los esfuerzos obtenidos al considerar una área de  $x = 5$  y  $y = 53$  (tabla E.III.3) y los obtenidos para el área de  $x = 5$  y  $y = 33$  (tabla E.III.4), los esfuerzos resultantes de dicha diferencia se muestran en la tabla E.III.5. Finalmente el valor de la expansión en el punto C se obtiene de la tabla E.III.6.

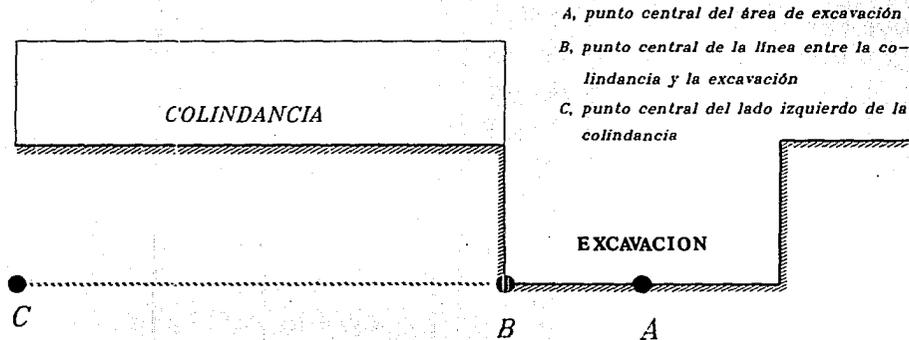
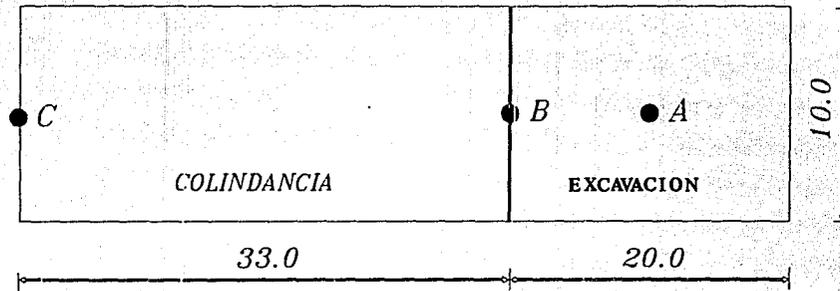
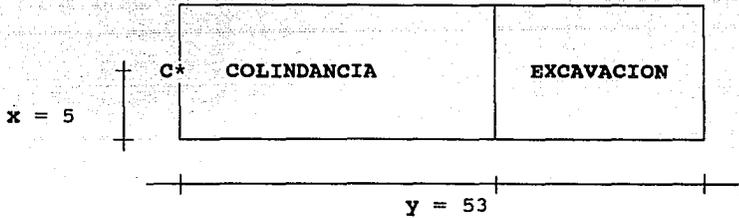
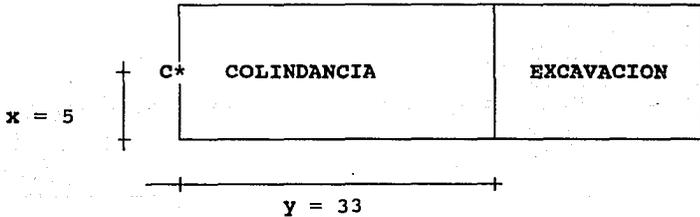


FIGURA E.III.1 Ubicación de los puntos donde se calculan las expansiones.



Area considerada en la tabla E.III.3 para calcular los esfuerzos normales bajo una esquina a una profundidad  $z$ , bajo el punto C.



Area considerada en la tabla E.III.4 para calcular los esfuerzos normales bajo una esquina a una profundidad  $z$ , bajo en punto C.

Como ya se había mencionado, los valores de las expansiones instantaneas calculadas resultan ser mayores que las medidas en el fondo de las excavaciones, por lo que se deben reducir de alguna forma.

Se aplica el criterio del Dr. Zeevaert (1973) quien propone se haga una corrección al cálculo de las expansiones, afectando las magnitudes de estas por el factor de expansión  $e_e$  dado por:

$$e_e = \left[ \frac{\sigma_z}{P_o} \right]^{c-1}$$

en donde  $P_0$  es la presión total a la mitad de un estrato. El exponente "c" es del orden de 1.5 para la arcilla de la ciudad de México.

Este criterio se aplica en la parte final de las tablas E.III.1, E.III.2 y E.III.6. (Por ejemplo, al final de la columna 17 ( $\delta_c$ ) de la tabla E.III.1 se lee  $\Sigma = 0.1494 \text{ m} = 14.94 \text{ cm}$  y al final de la columna 20 de la misma tabla se lee  $\Sigma = 0.0817 \text{ m} = 8.17 \text{ cm}$ , es decir, que se ha disminuido en aproximadamente 55 % el valor de la expansión calculada).

A continuación se hace un resumen de los valores de las expansiones afectadas por dicho factor, obtenidas en cada uno de los puntos.

PUNTO	EXPANSION (cm)
A	8.17
B	3.03
C	0.15

Estos valores nos dan una idea de como afectará nuestra excavación a la estructura colindante.

Resta ahora calcular el giro que se provocará en la cimentación de la colindancia debido a las expansiones y compararlo con el valor limite permisible que aparece en la tabla II de las N.T.C.D.C.C..

Consideraremos que el tipo de estructura que se tiene en la colindancia es de marcos de concreto, en tal caso la variable que se limita es la relación entre el asentamiento diferencial y el claro; el valor límite permisible de deformación diferencial en la propia estructura y sus vecinas es de 0.004.

El giro se calcula de la siguiente manera:

$$\frac{\text{Exp. en B} - \text{Exp. en C}}{\text{distancia entre B y C}} = \frac{3.03 - 0.15}{3300}$$

$$\text{GIRO} = 0.0009$$

redondeando a tres cifras decimales:

$$\text{GIRO} = 0.001$$

Como el valor del giro es menor que el límite permisible de deformación diferencial (0.004), podemos afirmar que nuestra excavación no afecta gravemente a la estructura colindante en lo que a expansiones instantáneas se refiere.

>> CALCULO DE EXPANSIONES ELASTICAS APLICANDO LA LEY DE HOOKE <<<

Profundidad de la excavación: 6.00 m  
 Paso volumétrico del estrato(s) donde se efectúa la excavación: 1.531 1/m<sup>3</sup>  
 Descarga q = 8.586 1/m<sup>2</sup>  
 $\sigma = (qz/Po) - 1$  c = 1.5 para la corteza de la ciudad de México.  
 Po = esfuerzo total a la mitad de un estrato

Estrato	H	E	u	x	y	z	x <sup>2</sup> + z <sup>2</sup>	y <sup>2</sup> + z <sup>2</sup>	x <sup>2</sup> + y <sup>2</sup>	A	x <sup>3</sup> + y <sup>3</sup> + z <sup>3</sup>	x <sup>4</sup> + y <sup>4</sup> + z <sup>4</sup>	x <sup>5</sup> + y <sup>5</sup> + z <sup>5</sup>	x <sup>6</sup> + y <sup>6</sup> + z <sup>6</sup>	x <sup>7</sup> + y <sup>7</sup> + z <sup>7</sup>	x <sup>8</sup> + y <sup>8</sup> + z <sup>8</sup>	x <sup>9</sup> + y <sup>9</sup> + z <sup>9</sup>	x <sup>10</sup> + y <sup>10</sup> + z <sup>10</sup>	
1	4.60	726	0.45	5.00	10.00	0.90	25.810	100.810	45.000	11.217	10.995	2.411	8.56	0.00991	0.00353	0.0167	9.41	0.95	0.01592
2	1.80	505	0.45	2.70	32.290	107.290	135.000	172.920	11.502	31.055	2.335	8.13	0.00203	0.00812	0.02660	11.64	0.84	0.01271	
3	1.80	505	0.45	4.10	41.810	116.810	205.000	171.908	14.524	35.055	1.54	8.13	0.00251	0.01003	0.01860	13.54	0.74	0.01356	
4	0.80	1200	0.50	5.00	50.000	125.000	250.000	12.247	61.237	1.717	6.87	0.00130	0.00520	0.0052	14.31	0.68	0.00353		
5	0.80	510	0.50	6.80	71.240	146.240	340.000	13.086	88.984	1.411	5.76	0.00231	0.00922	0.0074	17.31	0.58	0.00428		
6	2.80	412	0.45	13.00	123.010	198.010	495.000	17.435	147.842	1.043	4.17	0.00215	0.00859	0.0052	21.24	0.44	0.01056		
7	3.40	570	0.45	13.00	194.000	269.000	630.000	17.146	222.904	0.851	3.02	0.00139	0.00555	0.0189	25.08	0.35	0.00568		
8	2.80	550	0.45	11.65	356.522	411.522	882.500	20.893	366.764	0.946	1.98	0.00087	0.00348	0.0097	30.84	0.25	0.00247		
9	6.50	593	0.45	25.45	672.705	747.705	1272.500	27.798	707.447	0.723	1.09	0.00046	0.00182	0.0118	40.73	0.16	0.00194		
10	9.10	733	0.45	33.15	1123.923	1198.923	1657.500	34.985	1159.740	0.70	0.68	0.00023	0.00093	0.0085	52.51	0.11	0.00096		
11	6.30	1200	0.25	38.30	1342.892	1417.890	1815.000	37.983	1378.774	0.144	0.58	0.00012	0.00050	0.0051	58.46	0.10	0.00031		

EXPANSION = 8.17 cm

AREA DE 26 \* 10 m

σ <sub>z</sub> eq	σ <sub>y</sub> eq	σ <sub>x</sub> eq	σ <sub>z</sub> eq	σ <sub>y</sub> eq	σ <sub>x</sub> eq
1.504	1.504	1.504	0.435	0.435	0.435
0.187	0.187	0.187	0.199	0.199	0.199
0.173	0.173	0.173	0.069	0.069	0.069
0.058	0.058	0.058	0.23	0.23	0.23
0.021	0.021	0.021	0.08	0.08	0.08
0.004	0.004	0.004	0.02	0.02	0.02
-0.001	-0.001	-0.001	-0.01	-0.01	-0.01
-0.011	-0.011	-0.011	-0.05	-0.05	-0.05
1/m <sup>2</sup>					

σ <sub>z</sub> eq	σ <sub>y</sub> eq	σ <sub>x</sub> eq	σ <sub>z</sub> eq	σ <sub>y</sub> eq	σ <sub>x</sub> eq
56.081	56.081	56.081	17.215	17.215	17.215
9	9	9	1.7	1.7	1.7
15.5	15.5	15.5	119.081	119.081	119.081
20.5	20.5	20.5	122.471	122.471	122.471
25	25	25	130.859	130.859	130.859
49.5	49.5	49.5	149.353	149.353	149.353
65	65	65	171.464	171.464	171.464
89	89	89	199.081	199.081	199.081
127.3	127.3	127.3	277.975	277.975	277.975
165.8	165.8	165.8	349.846	349.846	349.846
181.5	181.5	181.5	379.828	379.828	379.828

$q/(2r^2) = 1.5665$   
 $x^2 = 50$   
 $x/y = 0.5$   
 $y/x = 2$   
 $(y/z) = 1.5708$

$A = (x^2 + y^2 + z^2) \cdot 0.5$

TABLA III.1

>> CALCULO DE EXPANSIONES ELASTICAS APLICANDO LA LEY DE HOOKE <<

Profundidad de excavación: 6.00 m  
 donde se relaciona el coeficiente de expansión de concreto  $\epsilon_c = 1.431 \text{ 1/m}^3$   
 Desplazamiento  $q = 8.586 \text{ 1/m}^2$   
 $\epsilon = (\sigma_x / E) - \mu (\sigma_y / E) - \mu (\sigma_z / E) - \epsilon_c = 1.5$  para la escala de la ciudad de México.  
 $\sigma_x \text{ en B} = 2 \sigma_x \text{ esq.}$   
 $\sigma_y \text{ en B} = 2 \sigma_y \text{ esq.}$   
 $\sigma_z \text{ en B} = 2 \sigma_z \text{ esq.}$   
 $\sigma_c = \epsilon_c \text{ concreto} = 0.00074$

Po = esfuerzo total a la mitad de un estrato

Estrato	Espeor	H	$\epsilon$	$\mu$	$x$	$y$	$z$	$x^2 + y^2 + z^2$	$x^2 A$	$y^2 A$	$z^2 A$
1	2.6	2.6	0.45	0.25	7.6	0.8	6.0	25.810	90.000	25.810	25.810
2	3.2	5.2	0.45	0.25	7.6	4.1	4.1	32.290	270.000	418.810	418.810
3	3.0	8.2	0.45	0.25	5.0	5.0	5.0	50.000	500.000	500.000	500.000
4	1.0	9.2	0.45	0.25	6.8	7.2	7.2	46.240	21.708	147.615	147.615
5	0.8	10.0	0.45	0.25	6.8	8.0	8.0	46.240	21.708	147.615	147.615
6	2.8	12.8	0.45	0.25	9.9	12.0	12.0	98.010	980.000	228.689	228.689
7	3.4	16.2	0.45	0.25	13.0	15.0	15.0	169.000	1300.000	243.72	316.837
8	2.8	19.0	0.45	0.25	17.6	17.6	17.6	309.760	1765.000	27.139	479.002
9	6.5	25.5	0.45	0.25	25.5	25.5	25.5	652.703	3315.000	39.037	1794.091
10	6.5	32.0	0.45	0.25	33.1	33.1	33.1	1123.923	3542.690	1717.690	1717.690
11	6.3	38.3	0.25	0.25	38.3	38.3	38.3	1462.690	3630.000	41.746	1515.163

Módulos del Sr. L. concreto		EXPANSION = 3.03 m	
Po	ε	σ	ε
m	1/m <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	1/m <sup>2</sup>
9.41	0.67	0.00543	0.00074
11.64	0.59	0.00723	0.00074
13.54	0.53	0.00446	0.00074
14.91	0.48	0.00125	0.00074
17.31	0.42	0.00348	0.00074
21.74	0.33	0.00409	0.00074
25.00	0.27	0.00285	0.00074
30.84	0.21	0.00128	0.00074
40.73	0.14	0.00125	0.00074
52.51	0.10	0.00072	0.00074
58.46	0.09	0.00024	0.00074

AREA DE 20 x 10 m

121

TABLA III.2

$x^2 z$	$y^2 z$	$z^2 z$	$x^2 A$	$y^2 A$	$z^2 A$	$(x/2) = 1.5708$	$y/x = 4$	$x^2 y = 100$	$A = (x^2 + y^2 + z^2) \cdot 0.5$	$(y/2 \cdot \pi) = 1.5665$	$\sigma_x \text{ esq.}$	$\sigma_y \text{ esq.}$	$\sigma_z \text{ en B}$
4.5	18	18	412.705	103.176	103.176	208.728	195.187	121.861	108.540	1.3665	1.723	3.446	1.286
13.5	54	54	415.832	103.958	103.958	780.749	195.187	114.347	108.066	1.020	1.020	2.040	1.286
20.5	82	82	420.386	105.096	105.096	834.911	195.187	114.347	108.066	1.286	2.576	1.286	1.286
20.5	82	82	420.386	105.096	105.096	834.911	195.187	114.347	108.066	1.286	2.576	1.286	1.286
49.5	198	198	457.388	114.347	114.347	780.749	195.187	121.861	108.540	1.020	1.020	2.040	1.286
65	260	260	487.442	121.861	121.861	834.911	195.187	121.861	108.540	1.286	1.286	2.576	1.286
88.25	353	353	542.779	135.695	135.695	834.911	195.187	121.861	108.540	1.286	1.286	2.576	1.286
127.3	509	509	655.043	163.761	163.761	780.749	195.187	121.861	108.540	1.020	1.020	2.040	1.286
181.5	663	663	780.749	195.187	195.187	834.911	195.187	121.861	108.540	1.286	1.286	2.576	1.286

1.723	3.446	1.286	2.576	1.020	1.286	1.318	0.659	0.411	0.263	0.143	0.053	0.016	0.027	0.045	-0.003
-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	--------



<< CALCULO DE EXPANSIONES ELASTICAS APLICANDO LA LEY DE HOOKE >>

Profundidad de excavación  
 Para volumen del estratocig.  
 donde se realizó la excavación

6.00 m

$$1.451 \text{ 1/m}^3 \times (6.0 \times 1.52) \times (1.49 \times 1.4) = 1.451 \text{ 1/m}^3$$

6.0

$$\text{Desmoronamiento} = 8.586 \text{ 1/m}^2$$

$$8.2 \text{ en C} = 2 \times \sigma \text{ en C}$$

Estrato	H	E	u	x	y	z	$x^2 + y^2 + z^2$	$x^2$	$y^2$	$z^2$	$\sigma^2$	$\sigma$	$\sigma^2$	$\sigma$	$\sigma^2$
---------	---	---	---	---	---	---	-------------------	-------	-------	-------	------------	----------	------------	----------	------------

1	6.60	726	0.45	5.00	35.00	0.90	25.810	1089.810	148.500	33.389	2.141	30.550	4.285	2.041	4.082
2	5.20	508	0.45	5.00	25.00	1.10	110.810	676.000	33.628	157.875	1.878	3.755	3.755	1.878	3.512
3	4.80	435	0.45	5.00	22.00	1.20	144.000	422.000	33.749	168.745	1.756	3.035	3.035	1.756	3.112
4	4.00	310	0.45	5.00	15.00	1.50	225.000	225.000	34.062	231.624	1.517	2.271	2.271	1.517	2.305
5	3.60	271	0.45	5.00	11.00	1.70	324.000	162.000	34.658	244.658	1.195	1.640	1.640	1.195	1.440
6	3.00	210	0.45	5.00	6.00	2.00	400.000	90.000	35.547	255.547	0.932	1.190	1.190	0.932	1.110
7	2.40	150	0.45	5.00	1.00	2.50	625.000	25.000	36.819	265.819	0.720	0.885	0.885	0.720	0.945
8	2.00	105	0.45	5.00	0.50	3.00	900.000	15.000	37.756	273.756	0.518	0.716	0.716	0.518	0.836
9	1.60	75	0.45	5.00	0.25	3.50	1225.000	6.250	38.433	278.433	0.358	0.586	0.586	0.358	0.716
10	1.20	51	0.45	5.00	0.125	4.00	1600.000	3.125	38.973	281.973	0.258	0.436	0.436	0.258	0.586
11	0.80	27	0.45	5.00	0.0625	4.50	2025.000	1.5625	39.500	285.500	0.182	0.336	0.336	0.182	0.480

ÁREA DE 33 x 10 m

$\sigma^2$	$\sigma$	$\sigma^2$														
------------	----------	------------	----------	------------	----------	------------	----------	------------	----------	------------	----------	------------	----------	------------	----------	------------

181.5	13.47	109.208	10.45	173.5	13.18	109.208	10.45	173.5	13.18	109.208	10.45	173.5	13.18	109.208	10.45	173.5
167.25	12.93	104.062	10.20	167.25	12.93	104.062	10.20	167.25	12.93	104.062	10.20	167.25	12.93	104.062	10.20	167.25
152.5	12.38	98.916	9.95	152.5	12.38	98.916	9.95	152.5	12.38	98.916	9.95	152.5	12.38	98.916	9.95	152.5
137.75	11.83	93.770	9.50	137.75	11.83	93.770	9.50	137.75	11.83	93.770	9.50	137.75	11.83	93.770	9.50	137.75
123.0	11.28	88.624	9.05	123.0	11.28	88.624	9.05	123.0	11.28	88.624	9.05	123.0	11.28	88.624	9.05	123.0
108.25	10.73	83.478	8.60	108.25	10.73	83.478	8.60	108.25	10.73	83.478	8.60	108.25	10.73	83.478	8.60	108.25
93.5	10.18	78.332	8.15	93.5	10.18	78.332	8.15	93.5	10.18	78.332	8.15	93.5	10.18	78.332	8.15	93.5
78.75	9.63	73.186	7.70	78.75	9.63	73.186	7.70	78.75	9.63	73.186	7.70	78.75	9.63	73.186	7.70	78.75
64.0	9.08	68.040	7.25	64.0	9.08	68.040	7.25	64.0	9.08	68.040	7.25	64.0	9.08	68.040	7.25	64.0
49.25	8.53	62.894	6.80	49.25	8.53	62.894	6.80	49.25	8.53	62.894	6.80	49.25	8.53	62.894	6.80	49.25
34.5	7.98	57.748	6.35	34.5	7.98	57.748	6.35	34.5	7.98	57.748	6.35	34.5	7.98	57.748	6.35	34.5
19.75	7.43	52.602	5.90	19.75	7.43	52.602	5.90	19.75	7.43	52.602	5.90	19.75	7.43	52.602	5.90	19.75
4.0	6.88	47.456	5.45	4.0	6.88	47.456	5.45	4.0	6.88	47.456	5.45	4.0	6.88	47.456	5.45	4.0

$$A = (x^2 + y^2 + z^2) \cdot 0.5$$

$$A = (109.208 + 104.062 + 98.916) \cdot 0.5 = 1.5708$$

$$y/x = 0.6$$

$$x/y = 0.15152$$

$$x^2/y = 165$$

$$y^2/x = 1.5665$$

TABLA ELIJA

A=53x10	A=33x10	
$\sigma_z$ en C	$\sigma_z$ en C	dif. de esf.
4.283	4.283	0
4.082	4.082	0
3.756	3.755	0.001
3.513	3.512	0.001
3.037	3.035	0.002
2.377	2.371	0.006
1.917	1.904	0.013
1.465	1.44	0.025
1.032	0.983	0.049
0.785	0.716	0.069
0.711	0.636	0.075
$\sigma_x$ en C	$\sigma_x$ en C	dif. de esf.
3.304	3.29	0.014
1.773	1.759	0.014
1.052	1.04	0.012
0.663	0.605	0.058
0.406	0.395	0.011
0.157	0.148	0.009
0.068	0.061	0.007
0.02	0.015	0.005
-0.002	-0.004	0.002
-0.006	-0.007	0.001
-0.052	-0.05	-0.002
$\sigma_y$ en C	$\sigma_y$ en C	dif. de esf.
3.445	3.449	-0.004
2.651	2.635	0.016
2.169	2.138	0.031
1.16	1.773	-0.613
1.535	1.476	0.059
1.105	1.02	0.085
0.838	0.734	0.104
0.588	0.468	0.12
0.354	0.236	0.118
0.226	0.126	0.1
0.111	0.041	0.07

TABLA E.III.5

EXPANSIONES ELASTICAS POR LEY DE HOOKE

Método del Dr. L. Zverev

dt. de est.	Ex esq.	Ex en C	δe	Po	e	δe
1/m <sup>2</sup>			m	1/m <sup>2</sup>		m
0.000	0.00086	0.00172	0.0079	9.41	0.00	0.00000
0.000	0.00188	0.00375	0.0120	11.64	0.00	0.00000
0.001	0.00230	0.00460	0.0083	13.54	0.01	0.00007
0.001	0.00128	0.00256	0.0026	14.91	0.01	0.00002
0.002	0.00215	0.00430	0.0034	17.31	0.01	0.00004
0.006	0.00213	0.00426	0.0119	21.24	0.02	0.00020
0.013	0.00151	0.00302	0.0103	25.00	0.02	0.00025
0.025	0.00111	0.00222	0.0062	30.84	0.03	0.00018
0.049	0.00074	0.00148	0.0096	40.73	0.03	0.00033
0.069	0.00045	0.00090	0.0082	52.51	0.04	0.00030
0.075	0.00027	0.00053	0.0034	58.46	0.04	0.00012

EXPANION = 0.15 cm

AREA DE 33 \* 10 m

dt. de est.	1/m <sup>2</sup>
0.014	0.014
0.014	0.014
0.012	0.012
0.056	0.056
0.111	0.111
0.009	0.009
0.007	0.007
0.005	0.005
0.002	0.002
0.001	0.001
-0.002	-0.002
1/m <sup>2</sup>	dt. de est.

TABLA E.III.6

## Empuje de tierras

El empuje de tierras sobre el ademe obedece a leyes diferentes, de acuerdo con el valor del coeficiente de estabilidad  $N_b$  dado por la expresión (Ing. Alberro, 1970)

$$N_b = \frac{\gamma H}{C_u}$$

donde:

$H$  = profundidad de la excavación

$C_u$  = resistencia al corte, en prueba no consolidada, no drenada del suelo localizado por debajo del fondo de la excavación.

$\gamma$  = peso volumétrico del material ubicado entre la superficie del terreno y el fondo de la excavación.

De acuerdo con el Ing. Deméneghi en el caso de excavaciones de longitud reducida, el problema esencialmente elástico para valores de  $N_b$  menores o iguales que 4, y debe solucionarse por medio de una teoría de falla cuando  $N_b$  sea superior a 6.

Para nuestro problema tenemos que:

$$\gamma = \frac{4.6(1.52) + 1.4(1.14)}{6.00}$$

$$\gamma = 1.431 \text{ t/m}^3$$

$$H = 6.00 \text{ m}$$

$$C_u = 2.162 \text{ t/m}^3$$

sustituyendo valores en la ecuación de  $N_b$

$$N_b = \frac{1.431(6)}{2.162}$$

$$N_b = 3.971 < 4$$

**Por lo tanto, el empuje de tierras se puede calcular considerando un comportamiento elástico del suelo, para lo cual se debe proceder de la siguiente forma:**

**Se obtiene el diagrama de presión efectiva vertical del suelo, que se multiplica por un coeficiente de presión de 0.6 (inciso 3.4.3 de las NTCDC), con lo que se obtiene la presión horizontal efectiva. A esta se le agrega la presión del agua, hallándose de esta forma la presión horizontal total sobre el ademe.**

**Para considerar el efecto de una sobrecarga sobre la superficie del terreno, la presión vertical ocasionada por dicha sobrecarga se multiplica por 0.6 y se agrega a la presión horizontal total provocada por el suelo.**

**El desarrollo de este procedimiento se ilustra en la tabla siguiente:**

1	2	3	4	5	6	7	8
Profundidad (m)	P Presión total ( $t/m^2$ )	U Presión de poro ( $t/m^2$ )	$\bar{P}$ Presión efectiva ( $t/m^2$ )	q sobrecarga ( $t/m^2$ )	$0.6^*P$ ( $t/m^2$ )	$0.6^*q$ ( $t/m^2$ )	$0.6^*(P+q)+U$ ( $t/m^2$ )
1	1.52	0	1.52	4	0.912	2.4	3.312
3	4.56	2	2.56	4	1.536	2.4	5.936
6	8.50	5	3.50	4	2.154	2.4	9.554

Cálculo de las presiones horizontales

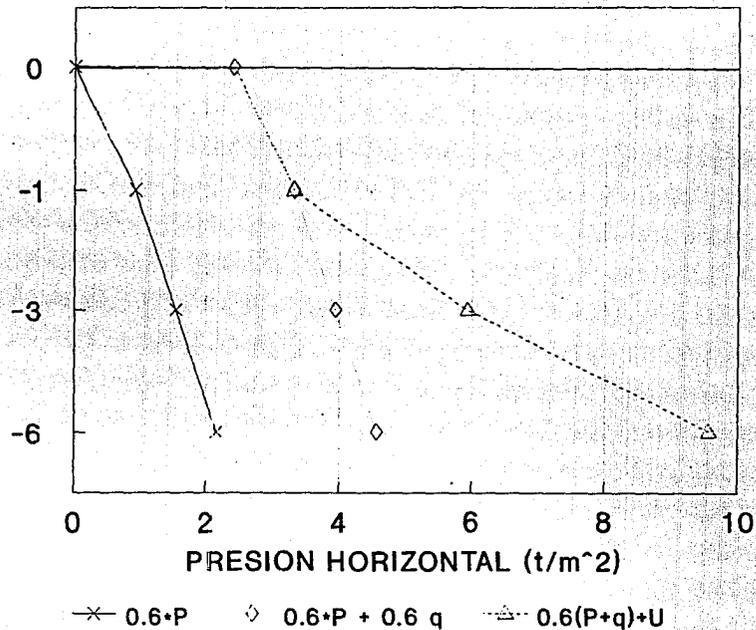
Se procede a graficar utilizando los siguientes valores, los cuales se obtienen de las columnas de la tabla anterior

1	6	6+7	6+7+3
0	0.000	2.400	0.000
-1	0.912	3.312	3.312
-3	1.536	3.936	5.936
-6	2.154	4.554	9.554

Dicha gráfica se puede apreciar en la siguiente hoja:

# Presión horizontal sobre el ademe

PROFUNDIDAD (m)



#### **CAPITULO IV: CONCLUSIONES**

*Las conclusiones generales de este trabajo son las siguientes:*

*- Es imposible realizar una excavación sin alterar en cierto grado el estado de esfuerzo en el suelo; esta variación en el estado de esfuerzo inicial, produce deformaciones que hacen que el suelo en las orillas de la excavación se hunda o se levante y que el suelo situado abajo del fondo de la excavación se expanda.*

*- Como consecuencia de lo anterior las estructuras colindantes apoyadas en cimentaciones que descansan sobre el material que se deforma, se ven afectadas por hundimientos o levantamientos no uniformes, con cierta tendencia de movimiento hacia la excavación.*

*- Los movimientos que se producen en las instalaciones superficiales y en las estructuras cercanas a una excavación son inevitables, sin embargo, a los movimientos inevitables asociados a un procedimiento de excavación determinado, pueden añadirse otros debidos a la mala técnica de construcción, estos últimos son tan sólo consecuencia de descuidos y por lo tanto, deben evitarse.*

*- En el diseño de toda excavación se debe realizar la revisión de los estados límite de falla y de los estados límite de servicio definidos en el Reglamento de Construcciones del D.F., para verificar que ninguno de ellos sobrepase los valores permisibles. De esta forma se puede asegurar que la excavación será estable y será posible trabajar dentro de ella sin ningún peligro; además, se podrá garantizar que su influencia en las estructuras colindantes no será perjudicial de ninguna manera.*

- Para evitar daños a las instalaciones superficiales y para evaluar la necesidad de ademado y apuntalamiento de los frentes de una excavación por la existencia de estructuras cercanas, el ingeniero necesita estimar las magnitudes de los posibles movimientos tanto verticales como horizontales y su patrón de distribución, así como estar familiarizado con los diferentes procedimientos de excavación, ademado y apuntalamiento.

- Los movimientos registrados en una excavación, dependen de las propiedades del suelo, de las dimensiones de la excavación, del procedimiento general de excavación y reforzamiento empleados y de la manera de ejecutar el trabajo.

- Cuando se utilicen pozos de alivio para reducir la carga hidráulica en un estrato permeable, se podrá determinar la distancia horizontal a la cual llega la influencia del bombeo empleando la fórmula de Sichardt; así mismo, se podrá obtener el gasto total en dicho estrato por medio del trazo de la red de flujo horizontal o empleando la fórmula de Dupuit. Este último dato servirá para estimar el gasto en cada uno de los pozos, cuyo número y distribución sobre el predio fueron previamente establecidos.

- Al hacer descender el N.A.F.<sup>1</sup> (\*) en suelos gruesos, el peso efectivo del material entre la posición original y final de dicho nivel, aumenta del valor correspondiente al suelo sumergido al del suelo húmedo o saturado. Esto causa el aumento de presión efectiva en todos los niveles abajo de la posición original del N.A.F. y produce deformaciones de acuerdo con la relación esfuerzo-deformación para el material en cuestión. Los desalojamientos originados producen un asentamiento de la superficie del terreno que es aproximadamente proporcional al descenso del nivel freático.

---

<sup>1</sup>(\*) Nivel de Aguas Freáticas.

- Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por carga o descarga en el área de la excavación y en los alrededores se podrá emplear la teoría de la elasticidad. Por lo cual, el cálculo de asentamientos y expansiones instantáneas y se puede realizar utilizando la ley generalizada de Hooke para cada estrato.

- Al realizar una excavación se extrae material en una área determinada, con lo cual se inicia un proceso de descarga del suelo. Durante este proceso de descarga el fondo de la excavación sufre levantamientos, este fenómeno es, a corto plazo, elástico.

- La duración del proceso de excavación y de bombeo es importante, ya que si bien a largo plazo el bombeo provoca un asentamiento de la superficie adyacente a la excavación por consolidación, a corto plazo, y de acuerdo con la teoría elástica, el movimiento de las zonas cercanas a la excavación es de expansión.

- A corto plazo los movimientos de expansión elástica en las cercanías de la excavación no son despreciables; sus efectos son variados, causan la aparición de grietas de tensión en el fondo de la excavación y en la parte central de los taludes. La presencia de estas grietas modifica la forma de las superficies potenciales de falla, ya que en numerosos casos las transforman en planos que pasan por el pie del talud.

- Los desplazamientos a largo plazo en la cercanía de las excavaciones son el resultado de fenómenos de consolidación o causas como: sobrecompensación, abatimiento del nivel freático, agrietamiento de la masa de suelo próxima a la excavación y redistribución de esfuerzos, aumento de los esfuerzos desviadores a raíz de la excavación, etc. Todas estas causas se combinan, lo cual hace difícil una determinación precisa de los movimientos verticales que se presentarán a largo plazo, en la cercanía de la obra.

- El empuje de tierras sobre el ademe obedece a leyes diferentes, de acuerdo con el valor del coeficiente de estabilidad  $N_b$ , este tema se trató en el inciso III.3.

- El cálculo de hundimientos, expansiones o desplazamientos horizontales como consecuencia de una excavación, tanto en las áreas de las estructuras colindantes, como en la propia área de excavación se puede realizar aplicando métodos relativamente sofisticados, a saber: El método del elemento finito (utilizado en la referencia 11), teoría de líneas características (utilizado en el artículo "Líneas características y estabilidad de las excavaciones en las arcillas del valle de México", del Ing. J. Alberro) y un método que toma en cuenta tanto los movimientos iniciales como los debidos a consolidación (utilizado en la referencia 14).

Los valores calculados de los efectos provocados por una excavación utilizando tales métodos, concuerdan satisfactoriamente con los medidos en la realidad; sin embargo, aplicando la ley generalizada de Hooke para cada estrato (inciso III.2) se podrán obtener resultados muy aproximados a los reales, mismos que servirán para el estudio de la estabilidad de la excavación y del comportamiento de las estructuras colindantes.

- Realizar una excavación es sin duda un trabajo que implica muchos y esmerados cuidados; con las conclusiones anteriores presentadas a manera de resumen y a través del desarrollo del presente trabajo, hemos podido observar la importancia que tiene el proceso seguido para realizar una excavación; cada una de las etapas, ya sean de revisión o diseño, forman parte esencial en el control de la excavación, es decir, verificando que se cumplan las restricciones y consideraciones especificadas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal así como en las N.T.C.D.C.<sup>2</sup>, se puede garantizar que los problemas causados por esta alteración en el estado natural del suelo, durante y posteriormente a la

---

<sup>2</sup> Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Control de Cimentaciones.

*excavación, no representarán ningún problema cuyas consecuencias sean de consideración.*

*Se ha visto en múltiples ocasiones que en la práctica no se sigue este proceso y el resultado generalmente es de graves problemas, incluso puede llegar a fallar la excavación (colapso de las paredes o levantamiento del fondo) con los consiguientes efectos en las estructuras colindantes.*

*Consideramos importante llamar la atención de proyectistas y contratistas a este respecto.*

*Sería un error grave y una falta de ética profesional, hacer caso omiso de su innegable influencia sobre las estructuras colindantes.*

*Consideramos que si una estimación de movimientos tanto horizontales como verticales, indica la posibilidad de daños a las estructuras colindantes, refinamientos en los métodos de trabajo tan sólo, no podrán reducir las consecuencias indeseables. En cambio una modificación radical del método de excavación y del soporte previsto serán obligatorios.*

**BIBLIOGRAFIA**

- 1.- Zeevaert W. Leonardo, 1973  
" Foundation engineering for difficult subsoil conditions "  
Van Nostrand Reinhold Co., New York, U.S.A.
- 2.- Zeevaert W. Leonardo, 1966  
" Apuntes de Mecánica de Suelos "  
Volumen II, primer cuaderno  
Facultad de Ingeniería, UNAM, México D.F.
- 3.- Peck Ralph B., Hanson Walter E., Thornburn Thomas H., 1990  
" Ingeniería de Cimentaciones "  
Ed. Limusa; México, D.F.
- 4.- " Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1991 "  
Ed. Porrúa, 12ª edición, México D.F.  
*(Publicado en el Diario Oficial de la Federación el día 3 de julio de 1987).*
- 5.- " Normas Técnicas Complementarias para el Diseño  
y Construcción de Cimentaciones "  
Gaceta Oficial del Departamento del D.F. (12 de noviembre, 1987).
- 6.- Comisión Federal de Electricidad, 1981  
" Manual de Diseño de Obras Civiles "  
capítulo B.2.3  
Estructuras de tierra
- 7.- Juárez: Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1980  
" Mecánica de Suelos "  
(tomo III, capítulo VIII)  
Ed. Limusa.
- 8.- Terzaghi Karl, Peck Ralph B., 1986  
" Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica "  
Ed. El Ateneo, Buenos Aires, Argentina.
- 9.- Marsal Raúl J. y Mazari M., 1969  
" El Subsuelo de la Ciudad de México "  
(Capítulo XVI)  
Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
- 10.- Reséndiz: N. Daniel, Nieto José A., Figueroa Jesús, 1967  
" The elastic properties of saturated clays from field  
and the laboratory measurements "  
Memoria del Tercer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos  
e Ingeniería de Cimentaciones, pp. 443-466, Caracas, Venezuela.

- 11.- Alberro Jesús, 1970  
 " Mediciones Efectuadas en las Excavaciones del Metropolitano de la Ciudad de México " *Revista Ingeniería, México, Vol. XL, No. 3 pp. 252-272*
- 12.- Reséndiz N. Daniel, Springall C. Guillermo, Rodríguez J. M., Esquivel R, 1971  
 " Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México " *Memorias de la Quinta Reunion Nacional de Mecánica de Suelos publicada por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.*
- 13.- Zeevaert W. Leonardo, 1960  
 " Cimentaciones Compensadas " *Memoria del Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones Vol. I, México D.F.*
- 14.- Alberro Jesús, 1971  
 " Asentamientos en la cercanía de las excavaciones " *IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Civil, pp. 211-224, Puerto Rico, U.S.A.*
- 15.- Peck Ralph B. 1969  
 " Deep excavations and tunneling soft ground " *State of the art report volume, Proceedings VII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México, D.F.*
- 16.- Deméneghi C. Agustín, 1990  
 " Apuntes de la clase de Cimentaciones " *C.U., Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.*
- 17.- Deméneghi C. Agustín, 1989  
 " Comité de Excavaciones " *Ejemplo III-C3 C.U., Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.*
- 18.- Zamora M. Francisco, 1990  
 " Abatimiento del agua (achique) dentro de la excavación " *C.U., Facultad de Ingeniería, UNAM México, D.F.*
- 19.- Arias R. Carlos, Meza R. Jorge, 1985  
 " Cuaderno de Trabajo de Geotecnia II " *Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.*