

1 581215

24

UNIVERSIDAD ANAHUAC

ESCUELA DE INGENIERIA
CON ESTUDIOS INCORPORADOS A LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



Vinca In Bono Melum

"DISEÑO DE EXCAVACIONES A
CIELO ABIERTO"

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

LUIS FERNANDO ARCHUNDIA CAÑEDO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MEXICO. D. F.

1991



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.

CONTENIDO

CAPITULO 1. INTRODUCCION.

1.1	Objetivos y contenido de la obra.	1
-----	-----------------------------------	---

CAPITULO 2. EXPLORACION DEL SITIO.

2.1	Introducción.	5
2.2	Planeación del programa de exploración.	7
2.3	Métodos de exploración.	9
2.3.1	Métodos geofísicos.	10
2.3.2	Sondeos y toma de muestras.	14
2.3.3	Pruebas de penetración.	18
2.3.4	Prueba de la veleta para esfuerzo cortante.	21
2.3.5	Prueba de expansión interna.	21
2.3.6	Determinación de la permeabilidad <i>in situ</i> .	23
2.4	Investigación acerca del agua subterránea.	24
2.5	Reporte de la exploración.	26
2.6	Pruebas de laboratorio.	28
2.6.1	Contenido natural de agua.	28
2.6.2	Peso específico natural.	28
2.6.3	Densidad de sólidos.	29
2.6.4	Límites de consistencia.	29
2.6.5	Compresión simple.	30
2.6.6	Compresión triaxial.	30

2.6.7 Consolidación unidimensional.	31
-------------------------------------	----

CAPITULO 3. EXCAVACIONES CON TALUDES.

3.1 Introducción.	32
3.2 Fallas típicas ocurridas en excavaciones.	33
3.2.1 Introducción.	33
3.2.2 Falla rotacional.	34
3.2.3 Falla traslacional.	35
3.2.4 Fallas con superficie compuesta.	36
3.2.5 Derrumbes o desprendimientos.	36
3.3 Métodos de análisis de la estabilidad de taludes.	37
3.3.1 Método Sueco.	38
3.3.2 Método Sueco de las dovelas.	41
3.3.3 Aportaciones adicionales de Fellenius.	45
3.3.4 Estudios de Taylor.	50
3.3.5 Gráficas de Janbu.	54
3.3.6 Método de estabilidad de los bloques.	56
3.4 Taludes en arenas.	57
3.5 Taludes recomendados en las excavaciones a cielo abierto.	58

CAPITULO 4. EXCAVACIONES ADEMADAS.

4.1 Introducción.	60
4.2 Ademes en excavaciones poco profundas.	61
4.3 Ademes en excavaciones profundas.	64
4.4 Tablestacas en Cantiliver.	70
4.5 Tablestacas ancladas.	74
4.5.1 Análisis por el método del Soporte de Tierra Libre.	76

4.5.2	Análisis por el método del Soporte de Tierra Fijo.	80
4.6	Tablestacas apuntaladas.	84

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS PARA EL ABATIMIENTO DEL AGUA
SUBTERRANEA EN EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO.

5.1	Introducción.	89
5.2	Métodos de abatimiento.	90
5.2.1	Drenes abiertos.	94
5.2.2	Pozos profundos.	96
5.2.3	Pozos punta.	98
5.2.4	Electroósmosis.	109
5.3	Capacidad de bombeo.	114
5.4	Efectos del abatimiento del nivel freático.	116

CAPITULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. 118

PROBLEMA DE APLICACION. 124

BIBLIOGRAFIA. 145

INTRODUCCION

1.1 OBJETIVOS Y CONTENIDO DE LA OBRA.

Las cimentaciones y algunas otras estructuras -- subterráneas requieren que el suelo y/o roca que se encuentra arriba del nivel de su base sea excavado para poder -- desplantarlas. El planeamiento de tal excavación se deja, por lo general, al superintendente de la obra y no al ingeniero especialista en cimentaciones, aunque este último -- tiene la obligación de aprobar o rechazar el procedimiento de excavación que se elija y de revisar el proyecto de apuntalamiento, si es que se llega a utilizar.

Las excavaciones a cielo abierto son aquellas que se realizan sin un techo o cubierta que encierre la zona de corte. Estas excavaciones se pueden clasificar en:

- 1.Excavaciones poco profundas. Se usan en estructuras de poco peso, estructuras piloteadas, muros de sostenimiento, etc.. Terzaghi considera dentro de este tipo de cortes a aquellos que tienen hasta 5 metros de profundidad.
- 2.Excavaciones profundas. Son usadas en estructuras de gran peso, cortinas de almacenamiento, apoyos para puentes, etc.. Su profundidad alcanza magnitudes mayores de 5 metros.

Por otra parte, independientemente de su profundidad, las excavaciones a cielo abierto pueden ser permanentes, como los cortes efectuados en la construcción de caminos, o temporales; éstas son rellenadas, generalmente con el mismo material extraído, tan pronto el trabajo dentro de la excavación ha sido terminado.

El proyecto de una excavación depende principalmente de dos factores: la naturaleza y propiedades del suelo y las dimensiones de la excavación. En muchos casos el más importante es el tamaño de la excavación, que incluye la profundidad, el área, el volumen a extraer y el espacio que se requiere para el trabajo del equipo y para la estructura, dentro de la excavación. Por el otro lado, la resistencia del suelo y su facilidad para ser excavado, la profundidad del nivel de agua subterránea y la facilidad con que ésta fluye a través del suelo, también influyen en el proyecto de la excavación. Por lo tanto, el proyectista debe conocer todas las características posibles del sitio de la excavación.

El concepto de excavación a cielo abierto no sólo comprende la operación de extracción del material, sino también incluye las actividades de abatimiento del agua subterránea, construcción de terraplenes, transportación del material sobrante, relleno y, principalmente, de la elección y diseño de los métodos de excavación y abatimiento freático.

Este trabajo no trata los puntos relacionados con los aspectos de construcción ni de operación de maquinaria. Simple y sencillamente pretende exponer las diversas alternativas que se pueden tomar cuando se desee diseñar una ex

cavación a cielo abierto, dependiendo de las condiciones de la obra y las características del suelo, tomando en cuenta también la presencia de agua subterránea y las formas de eliminarla.

En el capítulo 2 se describen las diferentes pruebas a que son sometidos los suelos para poder obtener sus características y propiedades más importantes, la forma de planear el programa de exploración y la manera de interpretar los resultados obtenidos. Cada prueba presenta una descripción detallada del procedimiento de ejecución, así como las dimensiones de los accesorios que se requieren, además de una serie de recomendaciones pertinentes para su uso. Con los datos recogidos en estas pruebas y con los datos de obra se parte para elegir la alternativa más adecuada, económica y segura para cada caso.

En el capítulo 3 se explican las conveniencias de utilizar los cortes inclinados, o taludes, como método de excavación, las principales fallas ocurridas en éstos y los diferentes métodos de análisis de su estabilidad. También en esta parte del trabajo, se presenta una tabla con recomendaciones prácticas para cada tipo de suelo, obtenidas con la experiencia del Departamento de Geotecnia de la Secretaría de Obras Públicas de México.

En el capítulo 4 se presenta detalladamente el método de adomado como sistema alternativo de excavación, con sus diferentes especificaciones tanto para excavaciones poco profundas como para excavaciones profundas. También se describen los diferentes tipos de tablestacas que existen y sus métodos de análisis.

En muchas obras de Ingeniería Civil se presenta la necesidad de excavar más allá del nivel de aguas subterráneas. En tales casos se requiere abatir dicho nivel para poder trabajar cómodamente dentro de la excavación. Dependiendo principalmente de la permeabilidad del suelo, se pueden aplicar diferentes métodos de depresión del nivel freático. Estos métodos, junto con sus especificaciones técnicas, son descritos en el capítulo 5.

En el capítulo 6 se resumen todas las consideraciones hechas en los capítulos anteriores y recomienda los métodos de excavación y abatimiento más adecuados, para cada tipo de suelo que se presente.

Finalmente se presenta un problema de aplicación con datos propuestos en el que, partiendo de una serie de consideraciones, se calcula y se diseña el sistema de excavación más apropiado.

CAPITULO 2

EXPLORACION DEL SITIO

2.1 INTRODUCCION.

Uno de los principales puntos que se deben cumplir para lograr un diseño preciso de las estructuras, en Ingeniería Civil, es el contar con un conocimiento adecuado de las condiciones del subsuelo en los sitios donde se plantarán tales estructuras; y, en el caso de que se trate de estructuras constituidas por tierra o por roca, de las condiciones del subsuelo de los posibles bancos de materiales.

Las estructuras pueden dividirse en tres diferentes grupos:

1. Estructuras construidas a base de materiales artificiales y en las que el principal problema es la interacción existente entre dicha estructura y el terreno que la rodeará. Dentro de este tipo de estructuras se pueden mencionar a las cimentaciones, a los muros de retención o a las tuberías subterráneas. El punto de mayor interés, en este tipo de estructuras, se encuentra en las características de deflexión y asentamiento del suelo debidas a la carga aplicada por el peso de la estructura.

2. Estructuras construídas a base de tierra o roca, - tales como bases y subbases para pavimentos, terra plenes para carreteras o cortinas de tierra y enrocamiento, entre otras. Además de que es necesario conocer la interacción que existe entre la estructura de tierra y el terreno adyacente, se requiere también saber las propiedades de los materiales que se utilizarán para la construcción de la estructura, para así conocer las acciones que obrarán sobre la misma.
3. Estructuras constituídas por la tierra natural del lugar, tales como taludes naturales (laderas) o taludes construídos. En este tipo de estructuras se requiere conocer en forma detallada todas las características del material natural con que está formada dicha estructura.

Los principales datos que se requiere conocer acerca del subsuelo explorado, para realizar el diseño de alguna de las estructuras mencionadas anteriormente, son los siguientes:

- A. Area que abarca, espesor y nivel al que se encuentra cada uno de los estratos en la zona de estudio observando que sea a una profundidad conveniente, dependiendo del tipo y magnitud de la estructura.
- B. Profundidad hasta el estrato de roca existente, incluyendo las características del mismo como su espesor, litología y la presencia de zonas de falla, entre otras.
- C. Localización del nivel de agua subterránea.
- D. Propiedades del suelo y/o roca del sitio como permeabilidad, compresibilidad y esfuerzo cortante.

2.2 PLANEACION DEL PROGRAMA DE EXPLORACION.

El propósito básico que se tiene al elaborar un programa de exploración es el proporcionar al proyectista los datos suficientes de las condiciones y propiedades del subsuelo para así lograr el diseño más seguro y económico de la obra en cuestión, así como para que el ingeniero encargado de la construcción determine cuales son los materiales constructivos más adecuados a utilizar.

Asimismo, la exploración puede ser utilizada para obtener la información necesaria para realizar los análisis de falla en la estructura.

El ingeniero especialista en mecánica de suelos debe tener siempre en mente, cuando planea el programa de exploración, el propósito de tal programa y los costos que lo involucran. En ocasiones resulta más económico el diseñar una cimentación conservadoramente y con factores de seguridad altos, que el realizar exploraciones y muestreos muy detallados. Frecuentemente es muy apropiado el conocer el éxito que ha tenido el realizar una obra como la que tenemos en proyecto y con las condiciones con que contamos para saber que tan profunda y detallada deberá ser la exploración.

La planeación de las exploraciones del subsuelo sigue normalmente la siguiente secuencia:

1. Reconocimiento del sitio.

Una manera en la que se puede realizar este reconocimiento es haciendo una visita de campo al lugar de estudio. Esta visita puede revelar datos que de ninguna otra forma se puede obtener, como grietas en las estructuras adyacentes, así como apreciables asentamientos.

El reconocimiento del lugar también puede realizar

se a través del estudio de documentos, mapas, fotografías o cualquier publicación que nos ayude a conocer las características del sitio en estudio, como pueden ser mapas topográficos recientes, mapas geológicos, fotografías aéreas, reportes sobre exploraciones subterráneas y geológicas hechas por agencias gubernamentales y empresas privadas, publicaciones universitarias y artículos sobre ingeniería y geología.

2. Investigación preliminar del sitio.

El objetivo primordial de esta fase del programa es el obtener suficientes datos del subsuelo que permitan seleccionar los tipos, localizaciones y principales dimensiones de las estructuras de mayor importancia. Los diseños preliminares basados en estas exploraciones resultan económicos y fácilmente realizables, ya que no se observan las propiedades del subsuelo en una forma detallada. Estas investigaciones se llevan a cabo mediante pequeños sondeos. Para obras de pequeña magnitud este paso puede ser suficiente para establecer el criterio de diseño definitivo; en tal caso el programa de exploración habrá finalizado.

3. Investigación detallada del sitio.

La finalidad principal de esta fase del programa de exploración es el determinar las características del subsuelo que no se han determinado en las fases anteriores y que servirán para realizar el diseño detallado de la estructura. Cuando las informaciones obtenidas en las dos fases de investi-

gación se combinan, se obtiene el resultado adecuado para la preparación de los planes de ejecución de la obra, así como las especificaciones de construcción.

2.3 METODOS DE EXPLORACION.

Existe una gran diversidad de métodos utilizados para la exploración de subsuelos. La elección de alguno de ellos dependerá en gran medida del tipo y magnitud de la obra. Otros factores, no menos importantes, que deben tomarse en cuenta al elegir el método más adecuado son las condiciones prevalecientes en el lugar, así como los costos relativos de la exploración comparados con el costo total de la obra. Se recomienda como una regla considerable a seguir - que los costos destinados a la exploración deberán representar entre el 0.5 y el 1.0% del costo total de la obra.

De este modo, la utilización de algún método costoso podrá ser justificada, por ejemplo, cuando se trate de la construcción de una gran cortina de una presa, ya que los costos de las investigaciones sólo representarán una pequeña fracción del costo total de la cortina, además de que si se produjese una falla en esta obra, podría tener consecuencias desastrosas en las zonas adyacentes a la misma.

En ocasiones también podrá justificarse el uso de algún método específico, aunque no se trate de estructuras de tanta importancia, si las condiciones del sitio sólo permiten la utilización de ese determinado método.

Así pues, la técnica de exploración a ser empleada deberá ser la más económica de todas las probables, la cual proporcione la información deseada.

2.3.1 METODOS GEOFISICOS.

Este tipo de métodos han sido utilizados, obteniendo muy buenos resultados tanto en la obtención de la información requerida, como en los costos relativos de la investigación con respecto al costo total de la obra. Estas exploraciones proporcionan información sobre el perfil del estrato de roca existente, define los límites entre las zonas de material granular y los depósitos orgánicos, y permite tener una definición general de las condiciones del subsuelo, incluyendo la profundidad del agua subterránea.

Los métodos geofísicos se subdividen principalmente en dos grupos:

A. Método Sísmico.

Esta clase de métodos de exploración se basa en el hecho de que ondas producidas por un sacudimiento en el subsuelo viajan a diferentes velocidades a través de diferentes tipos de suelos. Esta velocidad de propagación de la onda depende de numerosos factores como la densidad, humedad, textura y oquedad de los materiales, entre otras características.

Se ha observado que la velocidad de la onda aumenta directamente con la densidad del material. En suelos, ésta puede variar entre los 150 y los 2,400 mts/seg; en rocas excede los 1,800 mts/seg, pudiendo alcanzar valores hasta de 7,700 mts/seg. Como es sabido que la velocidad con que la onda a traviesa al agua es de aproximadamente 1,430 mts/seg, con el método sísmico es posible determinar la profundidad a la que se encuentra el estrato de roca sana, aún cuando esté por debajo del nivel de agua subterránea.

Las ondas generalmente son inducidas por la detonación de explosivos, aunque también pueden ser producidas por medios mecánicos (usualmente se utiliza un martillo de gran peso, para producir un golpe en la superficie del terreno).

Se coloca la pequeña carga explosiva sobre o debajo de la superficie del terreno. Se colocan detectores en línea recta a partir de la carga y a distancias que van aumentando. Se hace estallar el explosivo y se registra automáticamente por medio de un sismógrafo el tiempo empleado por la onda elástica en llegar a cada detector. Se hace un trazado, en el que se dibuja el tiempo requerido por el primer choque en llegar a cada uno de los detectores en función de la distancia a que está de la carga explosiva, como se indica en la figura 2.1.

La velocidad con la que viaja la onda sísmica a través del medio material, que tiene un peso específico γ y un módulo de elasticidad E se expresa por:

$$v = C \sqrt{\frac{Eg}{\gamma}} \quad (2.1)$$

donde C es una constante adimensional relacionada con v . Mientras los pesos específicos de los suelos y rocas varían dentro de límites muy estrechos, los valores de E varían grandemente, dependiendo de las cualidades estructurales del material.

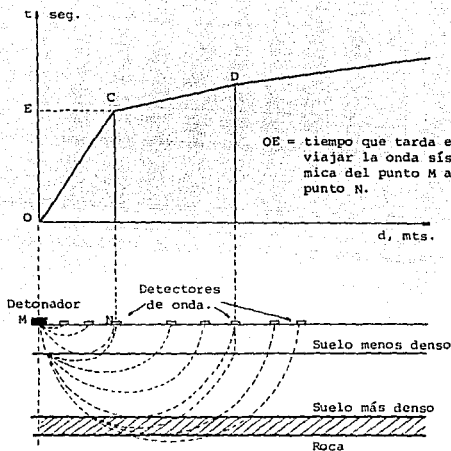


Fig 2.1 Representación esquemática del método sísmico.

El método se adapta mejor a los estratos horizontales o con ligera pendiente en los que haya un bien definido contraste entre las velocidades, como en el caso de suelo sobre roca o de arena suelta se ca sobre arena saturada por el agua freática. En condiciones ideales se puede definir la profundidad de los límites hasta varios cientos de metros, y con una muy buena aproximación.

B. Método de Resistividad Eléctrica.

El método de resistividad eléctrica para la exploración de subsuelos se basa en el hecho de que diferentes materiales ofrecen diferente resistencia al paso de una corriente eléctrica. De este modo, mediante la determinación de las variaciones verticales y laterales de tal resistencia es posible, dentro de ciertas limitaciones, el conocer la estratigrafía y la extensión lateral de los diferentes depósitos subterráneos.

Los cambios en la resistividad al paso de la corriente son medidos con la ayuda de electrodos colocados en la superficie del terreno. Las unidades comunes de resistividad eléctrica, utilizadas en estas exploraciones son el ohm-pie, el ohm-cm y el ohm-metro. Rocas de alta densidad tienen grandes valores de resistividad eléctrica. En suelos, la resistividad ofrecida por las partículas también es alta; asimismo, la resistividad del agua subterránea, si es pura, tendrá valores altos. Sin embargo, la resistividad eléctrica decrece en cuanto mayor a acumulamiento de sales exista en el material.

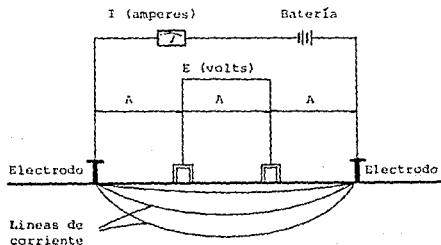


Fig.2.2 Esquema representativo del método de resistividad eléctrica.

Por lo tanto, la resistividad de un suelo depende primordialmente del contenido de humedad y de la concentración de sales disueltas en él.

La finalidad principal en la utilización de este método es conocer las variaciones tanto laterales como verticales que el suelo tiene, dependiendo de su profundidad, y así conocer algunas de las características que los diferentes estratos tienen.

Este método es menos usual que el sísmico.

MATERIAL	RESISTIVIDAD (ohms-cm.)
Arcilla o limo orgánicos saturados	500 - 2,000
Arcilla o limo inorgánicos saturados	1,000 - 5,000
Arcillas y limos duros parcialmente saturados, arenas y gravas saturadas	5,000 - 15,000
Lutitas, arcillas y limos secos	10,000 - 50,000
Areniscas, arenas y gravas secas	20,000 - 100,000
Rocas cristalinas, sanas	100,000 - 1,000,000

Tabla 2.1 Resistividades eléctricas de suelos y rocas.

2.3.2 SONDEOS Y TOMA DE MUESTRAS.

El término sondeo es usado extensivamente para definir a cualquier método de exploración que se realice mediante perforaciones. Algunos de estos métodos son utilizados únicamente para determinar las resistencias a la penetración de los suelos y diferenciar los estratos blandos de los resistentes. Otros, que también se les conoce como

barrenaciones, son realizados con la principal finalidad de obtener muestras del suelo y así poder determinar sus propiedades ingenieriles.

Tanto el espaciamiento como la profundidad que los sondeos deben tener son dependientes del tipo y magnitud de la obra así como de las irregularidades del terreno. - Las tablas 2.2 y 2.3 muestran los rangos entre los cuales deben variar estas características para condiciones normales de terreno.

ESTRUCTURA U OBRA	ESPACIAMIENTO (mts)
Carretera (investigación de la subrasante)	300 - 600
Presa de tierra, diques	30 - 60
Excavación para préstamo	30 - 120
Edificio de varios pisos	15 - 30
Edificio industrial de un piso	30 - 90

Tabla 2.2 Espaciamiento de los sondeos.

Cuando las condiciones del suelo son regulares y uniformes, los espaciamientos arriba indicados se pueden duplicar y si son irregulares se reducen a la mitad. Se puede hacer la misma consideración cuando, mediante otras pruebas se hayan determinado condiciones uniformes y no uniformes del subsuelo, respectivamente.

ANCHO DEL EDIFICIO (mts)	PROFUNDIDAD DEL SONDEO (mts)				
	NUMERO DE PISOS				
	1	2	4	8	16
30	3.5	6.0	10.0	16.0	24.0
60	4.0	6.5	12.5	21.0	33.0
120	4.0	7.0	13.5	25.0	41.0

Tabla 2.3 Profundidades para sondeos de exploración.

Una antigua regla, utilizada en edificios, establece que la profundidad de los sondeos debe ser igual a dos veces el ancho del edificio; sin embargo es una profundidad exagerada para estructuras anchas de pocos o un sólo piso, y demasiado somera para torres esbeltas. Una regla más simple para estructuras como hospitales y edificios para oficinas, relaciona la profundidad aproximada de los sondeos, Z , con el número de pisos, S .

CONDICION	METROS
Ligera de acero o estrecha de concreto	$Z = 3S^{0.7}$
Pesada de acero o ancha de concreto	$Z = 6S^{0.7}$

En la tabla 2.4 se resumen los métodos principales de sondeos de exploración.

MÉTODO	PROCEDIMIENTO	RESULTADOS	LIMITACIONES
Sondeo con barrena	Barronar mecánicamente o a mano extrayendo el material a intervalos regulares cortos.	Identificación de los cambios en la textura del suelo por arriba del nivel freático. Localización del agua subterránea.	Tritura las partículas blandas; no penetra roca.
Muestreo continuo	Forzar y/o rotar un tubo dentro del suelo hasta que la resistencia impida avanzar. Sacar detritos con aire o con agua.	Identificar textura y estructura en suelos coherentes sin interrupción.	Gravas, vetas duras, arenas.
Prueba de penetración estándar	Hacer perforación, tomar muestras a intervalos con muestreador partido. Bajo el agua mantener equilibrio hidrostático con fango.	Identificación de textura y estructura; apreciación de compacidad o consistencia en suelo o en roca blanda.	Grava, vetas duras.
Sondeo dinámico	Hincar una barra con una punta agrandada y desechable, en el extremo, con un peso cayendo desde una distancia fija, en incrementos de 15 a 30 cm.	Identificación de cambios significativos en la compacidad o consistencia de los materiales.	Información falsa en grava.
Sondeo estático	Introducir en el suelo, forzándolo, un cono colocado en el extremo de una barra.	Identificación de cambios significativos en compacidad.	No penetra estratos duros; falsa información en grava.
Sondeo por inyección de agua: perforación rotatoria	Machacar con una broca de cincel o perforar por rotación. Los detritos son llevados a la superficie por agua.	Identificación en los detritos de la fracción más gruesa.	Resultados falsos si la cantidad de finos es apreciable.
Perforación por percusión	Impacto. Perforación con martillo perforador.	Identificación de la roca por los detritos.	Se tapa la perforación en suelo húmedo.

2.3.3 PRUEBAS DE PENETRACION.

Las pruebas de penetración pueden considerarse también dentro del grupo de los sondeos de exploración, pero por su gran importancia, suelen tomarse como otro tipo de pruebas. Además, estas técnicas, por rendir buenos resultados y por tener una relativa facilidad de aplicación, son muy utilizadas en las investigaciones preliminares.

Existen diferentes pruebas de penetración, dependiendo del tipo y forma del penetrómetro. Los que se utilizan con más frecuencia son el penetrómetro estándar y el cónico, aunque cuando se trata de estratos de gran resistencia, se usan herramientas más pesadas, del tipo de barretones con taladros de acero duro.

De estos tipos de pruebas, la que proporciona mejores resultados, además de ser la más utilizada en México, es la prueba de penetración estándar. Además el método lleva implícito un muestreo que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El equipo necesario para aplicar este procedimiento consta de un muestreador especial (penetrómetro estándar) de dimensiones establecidas. Es normal que dicho penetrómetro sea de media caña para facilitar la extracción de la muestra. El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kgs. (140 lb), que cae desde una altura de 76 cm. (30 pulg), contando el número de golpes, N, necesario para lograr una penetración de 30 cm. (1 pie).

La superficie, donde se ejecutará la prueba, debe ser previamente limpiada de manera cuidadosa. Enseguida se hace que el penetrómetro entre al suelo, a golpes, una profundidad de 15 cm. (6 pulg). Desde ese momento deben contar

se los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm.

La utilidad e importancia principales de esta prueba radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna, en arenas, y el valor de la resistencia a la compresión simple, en arcillas, con el valor de N.

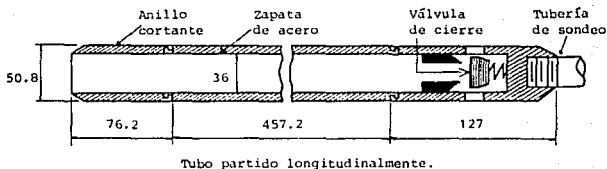


Fig 2.3 Muestreador partido para la prueba de penetración estándar. Medidas en mm.

Los métodos de penetración cónica consisten en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece.

Dependiendo del procedimiento para hincar los conos en el terreno, estos métodos se dividen en estáticos y dinámicos. En los primeros, la herramienta se hinc a presión medida en la superficie, con un gato apropiado; en los segundos, el hincado se logra a golpes dados con un peso que cae.

Desgraciadamente, para estos tipos de pruebas no existen correlaciones que determinen las características mencionadas en el caso de la penetración estándar, por lo cual

los resultados son de dudosa interpretación. Sin embargo, la prueba se ha usado frecuentemente por dos razones básicas: su economía y su rapidez.

Las observaciones que hasta ahora se han realizado parecen indicar que, en arenas, la prueba dinámica de cono da toscamente un número de golpes del orden del doble del que se obtendría en la prueba estándar, a condición, desde luego, que la energía aplicada al cono sea la correspondiente a la prueba estándar.

Puede decirse entonces, que las pruebas de penetración cónica, estática o dinámica, son útiles en zonas cuya estratigrafía sea ya ampliamente conocida *a priori* y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico.

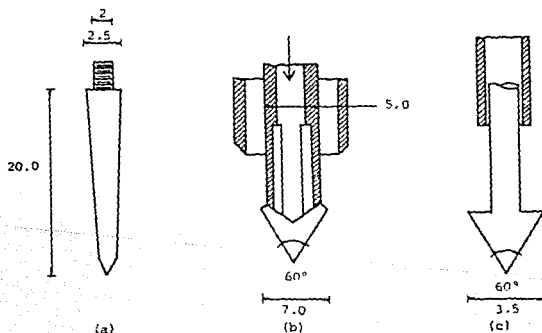


Fig 2.4 Diferentes tipos de penetrómetros cónicos. (a) Danés; (b) De inyección de Terzaghi; (c) Holandés. Dimensiones en cms.

2.3.4 PRUEBA DE LA VELETA PARA ESFUERZO CORTANTE.

La veleta se usa en ensayos para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, a gran profundidad, bajo el fondo de un pozo. La veleta para pruebas en obra tiene dos aspas en cruz, unidas a una varilla vertical. Los diámetros comunes son: 5, 6.25 y 7.5 cm, y longitudes de 3 a 5 diámetros. La veleta se introduce forzándola hacia dentro del suelo en el fondo del pozo, hasta que su parte superior quede a dos diámetros por debajo de dicho fondo. La rotación de la veleta corta el suelo en una superficie cilíndrica. Se mide el momento de torsión necesario para iniciar el corte y frecuentemente se indica el aumento de deformación torsional como función del momento de torsión. Después de la falla se dan varias revoluciones más y se aplica un segundo momento de torsión para medir la resistencia del suelo reamasado. La resistencia al esfuerzo cortante, S , para una veleta de diámetro D y longitud l se halla de la siguiente manera:

$$S = 2T / (\pi D^2 L) \quad (2.2)$$

donde T es el momento de torsión.

2.3.5 PRUEBA DE EXPANSION INTERNA.

Se puede evaluar el carácter de la relación esfuerzo-deformación de un suelo por la resistencia que ofrece a expansionarse un pozo de sondeo debido a una presión que se ejerce en su interior.

El medio más simple para hacer este ensayo es un manguito de goma con casquetes rígidos en los extremos, que se coloca bien ajustado en una porción del agujero. Se llena el manguito de líquido y se aplica presión que se transmite al suelo. La deformación radial se puede medir por una sonda interior o, indirectamente, por el cambio de volumen del líquido contenido en el manguito. En el presiómetro Menard se emplean tres manguitos, todos con la misma presión. Los esfuerzos y deformaciones alrededor de los dos manguitos extremos o células de protección son tridimensionales; producen una deformación en el suelo adyacente a la célula central. La deformación radial correspondiente al aumento de las presiones internas se mide por el cambio de volumen en la célula central o de medida. De esta medida se obtiene un módulo radial de deformación que corresponde a los estados de esfuerzo en el suelo, inicial y aumentando, a ese nivel. Este módulo se puede relacionar empíricamente con el módulo de elasticidad E y con la compresibilidad del suelo, según sea la velocidad con que se haga el ensayo.

El estado inicial de esfuerzos en un suelo se puede investigar por una expansión unidimensional. Se colocan puntos de referencia en la superficie de la masa que se investiga y se hace una ranura entre ellos; si el esfuerzo en el interior de la masa es suficiente, la ranura se cerrará parcialmente. Se coloca en la ranura un gato hidráulico en forma de disco delgado o gato plano y se aumenta la presión hasta que la distancia entre los puntos de referencia vuelva a su valor inicial. Si la reacción de la masa es elástica, la presión que fue necesaria aplicar para que la masa volviera a su posición inicial es equivalente al esfuerzo inicial en esa dirección.

2.3.6 DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD IN SITU.

La permeabilidad de la totalidad de una masa - se puede medir por pozos de prueba, en los cuales el agua se introduce en el terreno o se extrae por bombeo. Es posible tener un mejor control de la operación bombeando agua dentro del terreno, para la cual es adecuado un pozo pequeño. Si el nivel del agua subterránea es inicialmente alto o si no es posible bombear agua dentro del pozo, se puede extraer el agua. Los pozos de ensayo se acostumbran hacer de 7.5 a 15 cm de diámetro. Alrededor del pozo de prueba - se deben hacer dos o tres grupos de pozos de observación. Estos grupos de observación se sitúan regularmente a 7.5, 15 y 30 metros del pozo de ensayo. Se bombea continuamente a un régimen constante hasta que se establezca el nivel en los pozos de observación. La profundidad de los pozos varía según el nivel del estrato en estudio.

El coeficiente de permeabilidad promedio se puede calcular midiendo el descenso promedio del nivel de agua en los grupos de pozos de observación. Las diferencias entre la permeabilidad calculada con diferentes grupos de pozos de observación indican variaciones de h con las distancias o que no se ha dado suficiente tiempo para que se establezca el equilibrio. Si las diferencias son significativas, - debe continuarse el bombeo hasta que los resultados sean - más compatibles.

Se puede usar gasto hacia dentro de un tubo como medida aproximada de la permeabilidad de un estrato permeable. El agujero es entubado en la capa permeable de manera que el extremo del tubo esté a no menos de 5 diámetros de los límites del estrato. Se mide el nivel original del agua, - después se añade agua en el agujero de sondeo para el agua en el tubo a un nivel constante.

2.4 INVESTIGACION ACERCA DEL AGUA SUBTERRANEA.

Debido a que el agua subterránea afecta muchos elementos de diseño y construcción de las cimentaciones, su localización debe ser establecida tan precisa como sea posible. En la mayoría de los casos el nivel del agua se mide en los sondeos exploratorios; sin embargo, frecuentemente es necesario hacer sondeos expresamente para la medición del agua freática cuando se supone que hay agua colgada o artesiana o si la técnica de perforación no proporciona un dato confiable.

La primera indicación de agua subterránea puede ser la humedad en las muestras de suelo o el goteo dentro de los agujeros de los sondeos. Estas observaciones son posibles sólo en el caso en que los sondeos sean en seco. Sin embargo, aunque estas condiciones deben ser registradas, pudieran representar solamente saturación capilar o un nivel freático colgado. Los derrumbes en los agujeros de arena, sin adomado, que se hacen con barrenas, son también una indicación de agua subterránea aunque no terminante. Se tiene una indicación más segura de la elevación general de agua freática dejando que el agua en los agujeros de los sondeos alcance su nivel de equilibrio. En suelos arenosos esto se logra en pocas horas, pero en arcillas se necesita una semana o más.

POZOS DE OBSERVACION. Es necesario hacer observaciones durante un año o más para conocer las fluctuaciones del agua subterránea por los cambios de estación. En la mayoría de los casos se requiere entubar el agujero para mantenerlo abierto y asegurar que los cambios del nivel del agua en el terreno se produzcan sin retardo en el agujero. En suelos arenosos se puede hacer un pozo con un tubo de -

plástico de 2.5 cm de diámetro interior. En la parte del extremo inferior del tubo correspondiente a todo el espesor del acuífero se hacen finas ranuras. La parte superior del pozo se sella con concreto para evitar que penetre el agua superficial y se le ajusta un casquete de ventilación. En los suelos de grano fino la construcción es más elaborada. El tubo plástico perforado se recubre con una malla plástica. El espacio anular entre el suelo y la malla se rellena con arena limpia de la que se usa para concreto en todo el espesor del acuífero y hasta el nivel máximo probable del agua subterránea.

PIEZOMETROS. Para medir la presión artesiana es indispensable sellar el pozo dentro del estrato impermeable situado inmediatamente arriba del acuífero, para formar un buen piezómetro. Es extremadamente difícil hacer que el pozo selle bien, pero si no es así, el piezómetro es inútil. Para lograr un buen sello se dejan caer pelotas de arcilla o bentonita húmeda hacia y sobre el relleno anular de arena en el acuífero. Dejando caer un peso de forma cilíndrica, que se ajusta al espacio comprendido entre el tubo de plástico y el agujero perforado, se apisonan las bolas de arcilla para formar un tapón continuo. Se requieren varias tandas de bolas de arcilla apisonadas alternando con mortero de cemento.

SONDA ELECTRICA PARA NIVEL DE AGUA. La sensibilidad de un pozo de observación o de un piezómetro a los cambios rápidos del nivel de agua o de la presión, depende del volumen de agua que se requiere para llenar el tubo del pozo cuando el nivel del agua subterránea sube, o drenarla cuando baja. Para que haya una rápida reacción en un acuífero

de baja permeabilidad es necesario que el tubo del pozo sea tan pequeño como sea posible (de 1.3 a 2.5 cm). Para de terminar con exactitud el nivel del agua subterránea es ne cesario emplear una sonda eléctrica delgada, que consiste en dos alambres aislados embebidos en un manguito pesado - que se ajustará al interior del tubo piezométrico. Los extremos de los alambres, desnudos, se extienden unos milímetros por debajo del manguito. Cuando los alambres tocan el agua hay suficiente conductividad para que la corriente - pueda ser registrada por un miliamperímetro.

2.5 REPORTE DE LA EXPLORACION.

Normalmente existen dos tipos de reportes relacionados con el trabajo de exploración. El primero de ellos, denominado reporte de campo, es comúnmente un reporte cronológico extremadamente detallado de las operaciones de sondeo y muestreo, incluyendo los datos pertinentes que se vayan ob teniendo con el avance de cada perforación. Entre la infor mación que debe ser reportada se encuentra la siguiente:

1. Información referente al número del proyecto, título y localización; el número de exploración; la localización de la exploración por coordenadas, o la referencia con estructuras cercanas y la elevación de referencia, esto es, la elevación a la cual todas las profundidades son medidas.
2. Información del personal, como los nombres del contratista, del barrenador y del supervisor.
3. Información referente a la maquinaria y equipo, como marca y modelo.

4. Información sobre los muestreos como el número y - tipo de cada uno de ellos; el diámetro y la longitud del muestreador; así como una descripción visual de cada muestra incluyendo color, tipo de material, consistencia, condiciones de humedad, etc.
5. Descripción del material en cuanto a su resistencia a la penetración.
6. Información referente a las pruebas de presión y - filtración, incluyendo las profundidades de los materiales a los que les fueron realizadas tales pruebas.
7. Información acerca del agua subterránea.
8. Información de las presiones artesianas encontradas y sus profundidades.
9. Elevación del estrato de roca, si es que se encontró.
10. La fecha y el tiempo de duración de todas las operaciones realizadas, incluyendo los retrasos ocurridos.
11. Cualquier otra información que el barrenador o el ingeniero juzgue conveniente anotar para facilitar la interpretación de las condiciones del subsuelo.

El segundo tipo de reporte, llamado reporte final, es básicamente un reporte gráfico de la litología del subsuelo, con la información pertinente del suelo y con los resultados de las pruebas de campo y laboratorio anotados en él. El reporte final debe presentar la información del subsuelo en una forma clara y concisa para que el ingeniero - de diseño no tenga ninguna dificultad en la interpretación de los resultados. En los reportes finales también suele añadirse una parte de los documentos del contrato, para - el proyecto de construcción.

2.6 PRUEBAS DE LABORATORIO.

De las muestras recuperadas, tanto alteradas como inalteradas, se hará una selección de las mismas para determinar las propiedades índice y mecánicas del subsuelo.

2.6.1 CONTENIDO NATURAL DE AGUA.

Esta prueba consiste en determinar el porcentaje de agua en peso, contenida en un suelo, con respecto al de su fase sólida. Dada la muestra, se pesa para tener W_m . A continuación se seca al horno con temperatura constante de 105 a 110°C, por espacio de 24 horas, para tener W_s . -- Ahora $W_w = W_m - W_s$, con lo cual queda determinada la humedad.

Cuando el porcentaje de material orgánico es alto, la temperatura debe disminuirse, a fin de no quemarlo. En este caso el tiempo de secado corresponde a aquel en el cual el peso de la muestra se mantenga constante.

2.6.2 PESO ESPECIFICO NATURAL.

Para su determinación directa deberán valuarse el peso y el volumen de la muestra en estudio. El peso específico estará dado por la relación entre dichos valores. El volumen del material se obtendrá, o bien labrando la muestra original a una forma geométrica simple o bien por el Principio de Arquímedes sumergiendo la muestra en agua, previamente protegida contra la adición o pérdida de agua con una membrana impermeable de parafina. El peso del agua desalojada entre su peso específico da el volumen desplazado, igual al volumen de la muestra.

2.6.3 DENSIDAD DE SÓLIDOS.

Este peso específico relativo de los sólidos se obtiene relacionando el peso específico de los sólidos con el del agua destilada, en un matraz volumétrico de cullo largo, aforado y calibrado a diferentes temperaturas.

2.6.4 LIMITES DE CONSISTENCIA.

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia:

1. Estado Líquido, con las propiedades de una suspensión.
2. Estado Semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado Plástico, el que el suelo se comporta plásticamente.
4. Estado Semisólido, en el cual el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero todavía disminuye de volumen al someterse a secado.
5. Estado Sólido, en el que el suelo no varía de volumen con el secado.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y sus fronteras han sido convencionalizadas por Atterberg mediante el establecimiento de los denominados Límites de Consistencia.

La frontera que separa los estados semilíquido y plástico es la que se denomina como límite líquido. Este se obtiene determinando el contenido de agua con el que el suelo presenta una resistencia al esfuerzo cortante de 27 --

gramos por centímetro cuadrado y se utiliza para ello la -Copa de Casagrande, registrando el número de golpes necesarios para que una ranura de dimensiones estándar, practicada en el material dentro de la copa, cierre 12.7 mm (1/2") de longitud a los 25 golpes, cuando la copa es golpeada sobre una base firme con una frecuencia de 120 golpes al minuto y con una altura de caída libre de 10 mm.

La frontera convencional entre los estados plástico y semisólido fue llamada por Atterberg límite plástico y para su obtención se procede a calcular el contenido de agua con el que una barra de suelo de 3 mm de diámetro se agrieta al ser rolada con la mano sobre una superficie rígida, lisa e impermeable.

2.6.5 COMPRESION SIMPLE.

Este ensaye es desarrollado en especímenes labrados de muestras inalteradas de forma cilíndrica de unos 36 mm de diámetro, con una relación de esbeltez de 2 a 2.5. Las probetas son llevadas a la falla mediante la aplicación de pequeños incrementos de carga axial, controlando la velocidad de deformación de las muestras a razón de 1mm por minuto. También se puede practicar el ensaye controlando los esfuerzos aplicados.

Una vez que el espécimen ha fallado, se calculan las deformaciones correspondientes a los diferentes esfuerzos, según los datos registrados, calculando con áreas corregidas y se dibuja el diagrama Esfuerzo - Deformación.

2.6.6 COMPRESION TRIAXIAL.

Las pruebas de compresión triaxial son, con mucho, -- las más utilizadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación y la resistencia de los suelos sujetos a esfuerzos cortantes. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad -- las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen cilíndrico de suelo. En los tipos más usuales del aparato de prueba, dos de los esfuerzos principales se producen por presión de un líquido, generalmente agua, que rodea la probeta y, por lo tanto, son iguales. -- La carga axial es transmitida al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la parte superior de la cámara de -- confinamiento.

2.6.7 CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL.

La evaluación de la deformabilidad del suelo, así como la determinación de su relación esfuerzo- deformación-tiempo son obtenidas mediante el ensayo de consolidación unidimensional. Este consiste en aplicar incrementos de carga conocidos a una probeta de forma cilíndrica aplanaada, de material inalterado, de unos 20 mm de altura por 80 mm de diámetro.

Para cada incremento de carga, el cual se deja gravitar sobre la muestra mínimo 24 horas, se permite y se mide la deformación de la pastilla de suelo con respecto al -- tiempo. Se recomienda tomar lecturas a los 6seg, 15seg, -- 30seg, 1min, 2min, 4min, 8min, 15min, 30min, 1hr, 2hr, 4hr, 8hr, etc.

De esta manera, para un exceso hidrostático nulo para la aplicación del siguiente incremento de carga, se completa la máxima carga. Posteriormente se procede a la descarga del consolidómetro en decrementos de igual valor a los incrementos de carga.

EXCAVACIONES CON TALUDES

3.1 INTRODUCCION.

Se conocen con el nombre genérico de taludes a cualesquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar las masas de tierra de manera natural o artificial. En el caso de las excavaciones a cielo abierto se producen taludes artificiales en los bordes del corte que se realice a partir del nivel del terreno natural, a los cuales se les denomina taludes de excavación.

Generalmente se utilizan taludes en las excavaciones cuando éstas son poco profundas y cuando existe el espacio adecuado para construirlos. Este último factor es muy importante ya que, aunque la excavación sea muy poco profunda, en algunas ocasiones el área por excavar se prolonga hasta los linderos de la propiedad o es adyacente a otra en la que ya existen estructuras. Bajo estas circunstancias, los frentes de las excavaciones deben hacerse verticales y usualmente requieren ademe.

La inclinación de los taludes es función del tipo y carácter del material a excavar; de las condiciones climáticas; de la profundidad de la excavación y del tiempo en que la excavación vaya a permanecer abierta, principalmen-

te. Como regla, los taludes se hacen tan verticales como el material lo permita, ya que la ocurrencia de pequeños derrumbes generalmente no tiene importancia.

Para obtener la inclinación del talud más adecuada, dado un factor de seguridad propuesto en función de la importancia de la obra, se utilizan métodos de análisis de estabilidad. Algunos de estos métodos, los más utilizados en la ingeniería práctica, son expuestos en el inciso 3.3 de este capítulo.

En muchas ocasiones es común omitir el uso de los métodos de análisis mencionados anteriormente, debido a que la carencia de homogeneidad en los materiales constituyentes hace inútil cualquier estudio que se deseara intentar.

Las partes principales de un talud se muestran en la figura 3.1

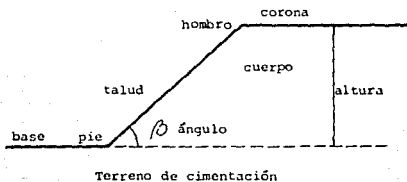


Fig 3.1 Partes principales de un talud.

3.2 FALLAS TÍPICAS OCURRIDAS EN EXCAVACIONES.

3.2.1 INTRODUCCION.

Las fallas que se producen en las masas de tierra de los cortes tienen una característica común: existe

un movimiento de la masa del suelo a lo largo de una superficie de deslizamiento más o menos definida. En la mayor parte de los casos la masa de tierra permanece intacta durante las primeras etapas del movimiento, pero al final se va deformando a medida que el movimiento avanza. Algunas fallas ocurren bruscamente con un ligero aviso o ninguno.

El deslizamiento ocurre cuando la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es excedida por los esfuerzos cortantes que se producen en una superficie relativamente continua.

3.2.2 FALLA ROTACIONAL.

Bajo este tipo de fallas se encuentran todos aquellos movimientos rápidos o prácticamente instantáneos que ocurren en los cortes, afectando al interior del cuerpo del talud con un deslizamiento a lo largo de una superficie de falla curva.

Se considera que en el interior del talud existe un estado de esfuerzos cortantes que vence la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; a consecuencia de ello sobreviene la ruptura del mismo, con la formación de una superficie de deslizamiento, a lo largo de la cual se produce la falla.

La falla por rotación ocurre corrientemente en una de las tres formas que se ilustran en la figura 3.2. La falla de base se produce comúnmente en arcillas blandas o en aquellas que tengan numerosas vetas blandas. La parte superior del talud se cae dejando un escarpio vertical mientras que el terreno a nivel situado más allá del pie del talud se levanta en forma de comba. La falla de pie del talud se produce en cortes muy inclinados y en suelos que tie

nen un ángulo de fricción interna considerable. La parte superior del talud cae formando una serie de escalones, - mientras que el terreno situado cerca del pie del talud se comba hacia afuera cubriendo a éste. La falla de talud es un caso especial de la falla de pie, en el que la presencia de un estrato duro limita la extensión de la superficie de deslizamiento.

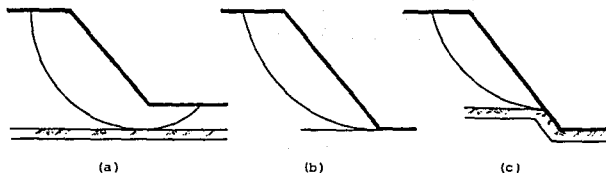


Fig 3.2 Formas en que puede presentarse la falla rotacional. (a) De base ó profunda; (b) de pie del talud; (c) de talud ó de cuerpo.

3.2.3 FALLA TRASLACIONAL.

Estas fallas por lo general consisten en movimientos importantes del cuerpo del talud sobre superficies de falla básicamente planas, asociadas a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad bajo el talud.

La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil. Los estratos débiles que producen estas fallas son por lo común de arcillas blandas, de arenas finas ó de limos no plásticos sueltos.

3.2.4 FALLAS CON SUPERFICIE COMPUESTA.

Este tipo de fallas abarca movimientos en que se combinan la rotación y la traslación dando lugar a superficies de deslizamiento compuestas en las que se desarrollan zonas planas y tramos curvos a la vez.

Por lo general, estas fallas están determinadas por la carencia de homogeneidad dentro del talud.

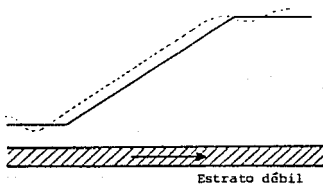


Fig 3.3 Falla por traslación.

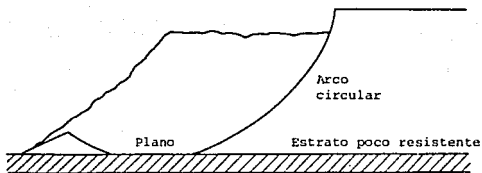


Fig 3.4 Falla con superficie de deslizamiento compuesta.

3.2.5 DERRUMBES O DESPRENDIMIENTOS.

Un derrumbe consiste en un movimiento rápido, pendiente abajo, de masas fragmentadas de tierra, producido por las discontinuidades y fisuras preexistentes en el

suelo. Suele suceder que éstas se abran al realizarse el corte y que su frente quede sin el anterior confinamiento lateral, lo que da lugar a que se aflojen los fragmentos y se desprendan.

Este tipo de fallas no presenta una superficie de deslizamiento definida.

3.3 METODOS DE ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES.

La seguridad de un talud contra falla o movimiento es lo que se llama su estabilidad. Los proyectos de los taludes en las excavaciones a cielo abierto están basados principalmente en los estudios de estabilidad, a menos que el proyecto sea tan pequeño o se tengan condiciones de terreno tan irregulares que se pueda tolerar el uso de tablas que recomiendan el ángulo del talud para diferentes condiciones de material. Estas tablas son presentadas al final de este capítulo.

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes en suelos puede considerarse bajo dos diferentes puntos de vista:

1. La aplicabilidad de los métodos que buscan determinar los esfuerzos internos del medio material, producidos por las cargas externas. Al conocer tales valores serán comparados con la resistencia del material, dentro del marco de una teoría de falla previamente aceptada.

Sin embargo, a la fecha no existe ningún procedimiento satisfactorio que permita determinar el estado de esfuerzos internos de la masa del subsuelo

debidos a la acción de las cargas externas, ni aún bajo la simplificación de considerar al material - como un elástico ideal o un plástico ideal. Por - tal motivo, estos métodos no son muy utilizados en la ingeniería práctica.

2. La aplicabilidad de los métodos basados en el análisis de equilibrio límite. La suposición básica de estos métodos consiste en aceptar un mecanismo cinemático de falla, producido en una superficie - de falla supuesta. En dicho mecanismo de falla se analizan las fuerzas actuantes en el talud, ten-- dientes a producirlo. Enseguida se calcula el es-- fuerzo cortante que producen tales fuerzas en el - cuerpo del talud. Luego este valor es comparado -- con la resistencia al esfuerzo cortante disponible en el suelo, que ya ha sido estimada previamente. Dicha comparación será un indicativo del factor de seguridad que se tiene, además de que sirve para - definir si el mecanismo de falla supuesto se pre-- sentará.

Estos métodos de análisis límite, por ser los más utilizados en la práctica, son los que serán trata-- dos en este capítulo.

3.3.1 METODO SUECO.

Bajo el nombre genérico de Método Sueco se com-- prenden todos los procedimientos de análisis de estabili-- dad en los que se propone como superficie de falla un ci-- lindro, cuya traza con el plano puede simplificarse por un arco de circunferencia.

Fellenius, en base a los estudios de Petterson, propu- so esta hipótesis como la más apropiada para definir al tí- po de falla que en este capítulo ha sido llamada rotacio- nal.

Existen varios procedimientos para aplicar este méto- do a los distintos tipos de suelo, a fin de ver si un ta- lud dado tiene garantizada su estabilidad. En este inciso se tratará el caso de taludes homogéneos constituidos por suelos puramente cohesivos. El caso de taludes compuestos por suelos con cohesión y fricción se tratará en el siguien- te inciso; y el caso de taludes constituidos por suelos - puramente friccionantes se tratará en el punto relacionado a taludes en arenas.

Como ya se dijo, se estudiará primeramente el caso de un talud de altura H , excavado en arcilla, en que existe - homogeneidad completa del material tanto en el talud como debajo de éste.

El procedimiento de cálculo es descrito en base a la siguiente figura:

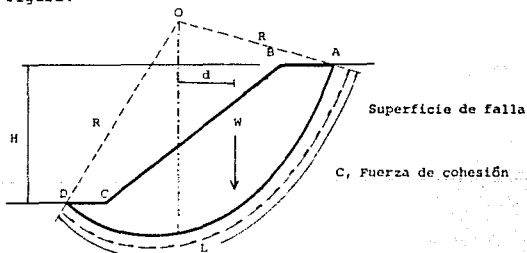


Fig 3.5 Procedimiento para aplicar el Método Sueco.

Considérese el arco de circunferencia de radio R y de centro en O , como la traza en el plano del papel de una superficie de falla hipotética, por la que se deslizará la zona rayada de la figura. Las fuerzas actuantes, o sea las que tienden a producir el deslizamiento de la masa de tierra, son el peso W del área ABCDA, más cualquier sobrecarga que pudiera actuar en la corona del talud. El peso W se calcula considerando un espesor unitario en la dirección normal al plano del papel.

El momento de las fuerzas motoras con respecto al centro del círculo se puede expresar como:

$$M_m = \sum Wd \quad (3.1)$$

que incluye el peso de tierra más las sobrecargas que puedan existir.

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra son los efectos de la cohesión a lo largo de toda la superficie de deslizamiento propuesta. Su momento en relación al mismo punto O se expresa como:

$$M_r = cLR \quad (3.2)$$

Si se define un factor de seguridad F_s , como:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} \quad (3.3)$$

entonces se podrá expresar la seguridad del talud en términos del valor de F_s .

La experiencia permite considerar valores seguros de F_s entre 1.3 y 1.4 para excavaciones con taludes, dependiendo de la magnitud del corte.

Por supuesto, no existe ninguna garantía de que el círculo escogido para efectuar el análisis sea el que represente las condiciones más críticas del talud bajo estudio, por lo que es necesario probar el número requerido de superficies de falla con diferentes radios y centros, hasta obtener una garantía razonable de haber encontrado el que produce el mínimo factor de seguridad susceptible de presentarse (círculo crítico).

3.3.2 METODO SUECO DE LAS DOVELAS.

Se trata ahora del caso de un análisis de estabilidad de taludes excavados en suelos cohesivos y friccionantes.

De todos los procedimientos de aplicación del Método Sueco, el de las dovelas es posiblemente el más popular y confiable a utilizar, cuando se trata de suelos con las características mencionadas anteriormente.

Este método, que fue sugerido por Fellenius, se expone a continuación.

En primer lugar, se propone un círculo de deslizamiento a elección y la masa de tierra deslizante se divide en un conjunto de franjas verticales (dovelas), como se muestra en la figura 3.6. El número de dovelas es, hasta cierto punto, cuestión de elección, aunque es recomendable realizar el mayor número de divisiones posible ya que los resultados de análisis se hacen más confiables.

El equilibrio de cada dovela se puede analizar en base a la parte b) de la misma figura 3.6.

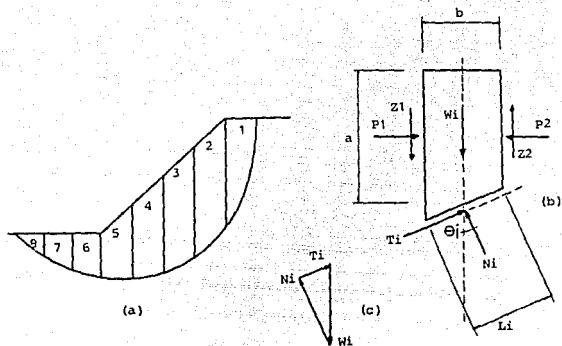


Fig 3.6 Procedimiento de las dovelas.

Si consideramos a la dovela i ésima como de ancho b , - de altura media a , de espesor unitario y con una longitud de base L_i , considerada como línea recta, tenemos que el - peso de la dovela se podrá expresar como:

$$W_i = ab \gamma_i \quad (3.4)$$

Las fuerzas N_i y T_i son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de falla denominada como ΔL_i , y se expresan:

$$N_i = W_i \cos \theta_i \quad (3.5)$$

$$T_i = W_i \sin \theta_i \quad (3.6)$$

T_i es una fuerza que favorece el deslizamiento, mientras que N_i se resiste a él.

Las dovelas adyacentes a la que está en estudio ejercen ciertas presiones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales Z_1 y Z_2 .

En el método de Fellenius se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarresta ya que se considera que esas dos fuerzas son iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por las fuerzas Z_1 y Z_2 es despreciable. Estas suposiciones equivalen a considerar que cada dovela actúa de manera independiente de las demás y que N_i y T_i equilibran a W_i .

Puede calcularse, entonces, el momento motor respecto a O debido al peso de las dovelas como:

$$M_m = R \sum_{i=1}^n T_i \quad (3.7)$$

Si en la corona del talud existiesen sobrecargas, deberá calcularse su momento y añadirse al valor de la ecuación 3.7.

Para calcular el valor del momento resistente es necesario considerar una ley de resistencia del suelo. La ley que comúnmente se adopta es la conocida como ley de resistencia de Mohr - Coulomb, que se expresa como:

$$S = \sum N_i \tan \varphi + c \quad (3.8)$$

donde:

- S: Resistencia al esfuerzo cortante.
- \sqrt{n} : Esfuerzo normal efectivo.
- ψ : Angulo de fricción interna entre partículas.
- c: Fuerza de cohesión entre partículas.

Si de cada dovela tomamos el valor de la fuerza normal N_i , y lo dividimos entre el área donde está aplicada (L_i), obtendremos el esfuerzo normal producido por el suelo sobre la base de cada dovela. Luego entonces el valor de N_i/L_i podremos sustituirlo en la ecuación 3.8, quedando:

$$S_i = \frac{N_i}{L_i} \tan \psi_i + c_i \quad (3.9)$$

Por lo tanto, el momento resistente correspondiente a la superficie de deslizamiento es:

$$M_r = R \sum_{i=1}^n S_i L_i = R \sum_{i=1}^n \left[\frac{N_i}{L_i} \tan \psi_i + c_i \right] L_i \quad (3.10)$$

que, reduciendo:

$$M_r = R \sum_{i=1}^n N_i \tan \psi_i + \sum_{i=1}^n c_i L_i \quad (3.10a)$$

Calculados M_m y M_r se podrá expresar el factor de seguridad como:

$$F_s = \frac{M_h}{M_m} = \frac{\sum_{i=1}^n N_i \tan \phi_i + c_i L_i}{\sum_{i=1}^n T_i} \quad (3.11)$$

El método de análisis desemboca también en un procedimiento de tanteos, siendo preciso encontrar el círculo crítico, con el factor de seguridad mínimo establecido para la excavación en cuestión.

Para analizar cada superficie de falla posible, es común utilizar una tabla como la siguiente:

DOVELA No.	w_i	N_i	T_i	$\frac{N_i}{L_i} = F_i$	S_i	$S_i L_i$	
				$\Sigma =$ MOMENTO MOTOR		$\Sigma =$ MOMENTO RESISTENTE	

Tabla 3.1 Disposición de los cálculos para el método de las dovelas.

3.3.3 APORTACIONES ADICIONALES DE FELLENIUS.

Fellenius extrajo algunas conclusiones importantes como resultado de un gran número de investigaciones y aplicaciones del procedimiento de las dovelas.

El demostró que en un talud de superficie plana situa do entre dos planos horizontales de material puramente cohesivo y homogéneo con el material de cimentación, el centro del círculo crítico se sitúa sobre una recta vertical que corta por el punto medio del talud, cuando la superficie de falla se presenta en la base del talud.

También determinó que dicha falla de base sólo se pre senta para una inclinación de talud menor a 53° . Para ángu los de talud comprendidos entre 53° y 60° , la falla se lo calizará en el pie del talud, y para ángulos mayores a los 60° las fallas ocurrirán únicamente en el cuerpo del talud.

En la siguiente figura se expone en forma gráfica - las conclusiones a las que llegó Fellenius para localizar el centro del círculo crítico. En ella se relacionan los valores de α y θ para diferentes ángulos de inclinación β .

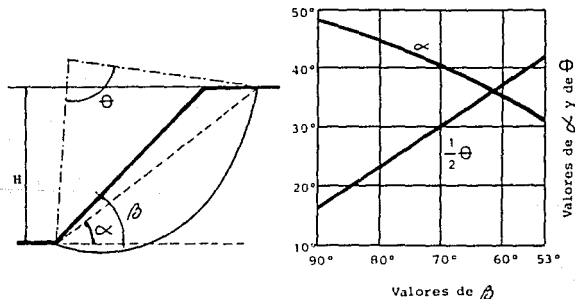


Fig 3.7 Posición del círculo crítico para ángulos de talud mayores a 53° .

Para fallas de base ocurridas en suelos puramente cohesivos, limitados por un estrato resistente a cierta profundidad, Fellenius define la posición del círculo crítico mediante las relaciones graficadas en la siguiente figura:

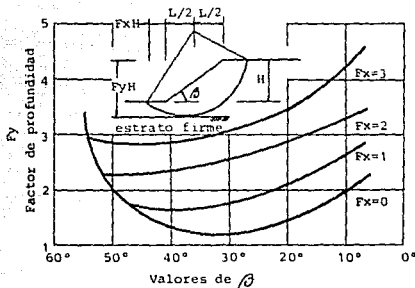


Fig 3.8 Posición del círculo crítico en un talud limitado por un estrato resistente. F_x : Factor de distancia horizontal; F_y : Factor de profundidad.

Fellenius también encontró que en los suelos que tienen un ángulo de fricción interna considerable, la superficie de falla crítica pasa siempre por el pie del talud, y solamente en taludes de suelo con un ángulo de fricción interna menor de 7° , es necesario considerar la posibilidad de una falla de base.

A mayor ángulo de fricción interna, la inclinación crítica del talud para falla de base disminuye considerablemente como se muestra en la tabla 3.2.

(ϕ)	(β) crítico en falla de base.
0°	53°
5°	44°
5°	33°
7°	24°

Tabla 3.2 Angulos de inclinación crítica para fallas de base.

Para concluir con las aportaciones prácticas obtenidas por Fellenius, se presenta a continuación un procedimiento que permite abreviar apreciablemente el número de tanteos para localizar el centro del círculo crítico, cuando éste se presenta por el pie del talud en un suelo cohesivo-friccionante.

Primeramente se define la posición del centro de deslizamiento crítico utilizando la tabla 3.3, que relaciona diferentes pendientes de talud en suelos homogéneos puramente cohesivos con los ángulos α_1 y α_2 . Si se cuenta con un valor de β mayor de 53° , se puede consultar la figura 3.7

Pendiente 1:n	Angulo β del talud	β_a	β_b
1:0.58	60°	29°	40°
1:1	45°	28°	38°
1:1.5	33.8°	26°	35°
1:2	26.6°	25°	35°
1:3	18.4°	25°	35°
1:5	11.32°	25°	37°

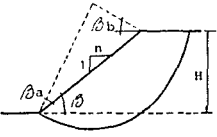


Tabla 3.3 Posición del círculo crítico por el pie del talud.

En seguida se establece la línea \overline{OK} , donde se localizarán los centros de los posibles círculos críticos. El punto K se encuentra en las coordenadas $(4.5H, -H)$, como se muestra en la figura 3.9. Se ha observado que a medida que el ángulo de fricción interna aumenta, el centro O se mueve hacia M a lo largo de la línea \overline{OK} .

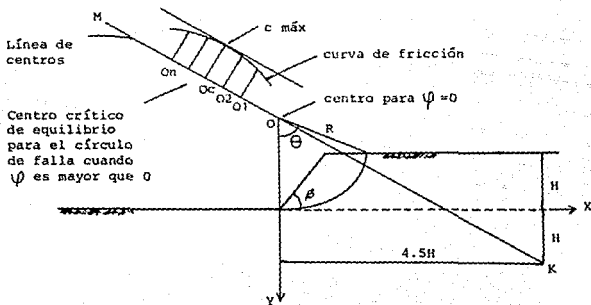


Fig 3.9 Simplificaciones de Fellenius para el método de las dovelas.

Después se eligen sobre la línea \overline{OK} , varios centros de posibles círculos de falla, espaciados a distancias iguales. Para cada uno de estos círculos se calcula la cohesión necesaria para mantener el equilibrio. De la ecuación 3.11, despejando c , tenemos:

$$c = \frac{FS \sum_{i=1}^n T_i - \sum_{i=1}^n N_i \tan \varphi_i}{\sum_{i=1}^n L_i} \quad (3.12)$$

donde: $\sum_{i=1}^n L_i = \Theta R$

Θ está expresado en radianes.

Los valores de c calculados anteriormente se grafican a una escala conveniente a partir de la línea \overline{OK} y perpendiculares a ella en cada centro para cuyos círculos fue evaluado.

Los extremos de las normales trazadas a la línea \overline{OK} se unen mediante una curva denominada curva de fricción. En seguida se traza una tangente a la curva de fricción paralela a la línea de posición \overline{OK} . El punto de tangencia de esta recta define el valor máximo de todas las ordenadas, lo que equivale al valor máximo de cohesión requerida para mantener en equilibrio la masa de suelo y a su vez permite determinar la posición del centro de circunferencia crítica de deslizamiento.

El círculo de falla así obtenido se analiza de igual forma que los anteriores y se calcula su factor de seguridad pero ya con el valor de la cohesión disponible de ese suelo. (No la requerida).

3.3.4 ESTUDIOS DE TAYLOR.

Los estudios realizados por D. W. Taylor condujeron a la elaboración de gráficas que ayudaron a simplificar los análisis largos y tediosos que utilizan métodos por tanteos.

Este investigador determinó que la cohesión del suelo necesaria para asegurar la estabilidad de un talud es directamente proporcional a la altura H del talud y al peso específico del material que lo constituye.

Para transformar esta ley de proporcionalidad en una ecuación, Taylor introdujo un parámetro adimensional llamado número de estabilidad $[Ne]$. Esta ecuación es:

$$C_{nec} = Ne \gamma H \quad (3.13)$$

El factor de seguridad asociado a la resistencia cortante del suelo, de cohesión "c", queda expresado como:

$$FS = \frac{c}{C_{nec}} = \frac{c}{Ne \gamma H} \quad (3.14)$$

En la figura 3.10 se presentan curvas que relacionan el ángulo del talud con el número de estabilidad Ne , en función del ángulo de fricción interna del suelo, en círculos críticos correspondientes a falla por el pie del talud.

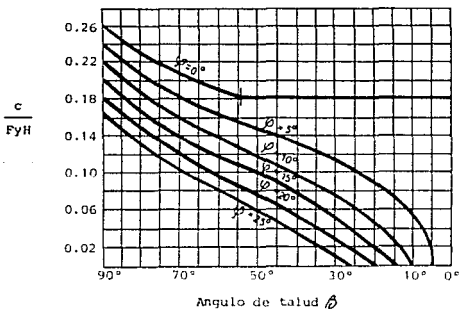


Fig 3.10 Gráfica para determinar los números de estabilidad en materia cohesivos, homogéneos con el terreno de cimentación.

Siguiendo un procedimiento análogo al utilizado para suelos puramente cohesivos, Taylor estudió también los materiales con cohesión y fricción. En la siguiente figura se presentan curvas que relacionan el ángulo de talud β , con el Número de Estabilidad N_e , en función del ángulo de fricción interna del suelo. Entrando con un valor de β de proyecto que se desea verificar y el valor de ψ , obtenido en pruebas de laboratorio, se obtiene el valor de N_e correspondiente; según la definición del Número de Estabilidad, utilizada por Taylor. Por lo que puede escribirse:

$$FS = \frac{N_e c}{\gamma_m H}$$

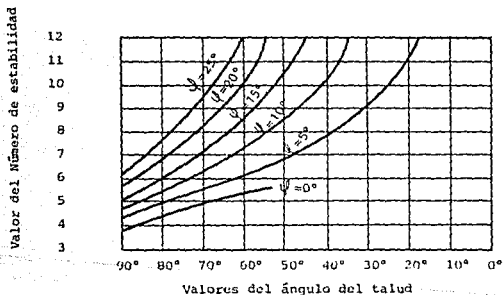


Fig 3.10.1 Gráfica de Taylor para determinar el Número de estabilidad de un talud para un suelo cohesivo y friccionante.

Con base en otros cálculos, Taylor elaboró otra gráfica de uso práctico (3.11) en la cual se consideran ángulos de talud entre 7.5° y 53° . Entrando con el valor de D (factor de profundidad) y usando la curva de β correspondiente puede obtenerse el valor de N_e y el de n (factor de alejamiento).

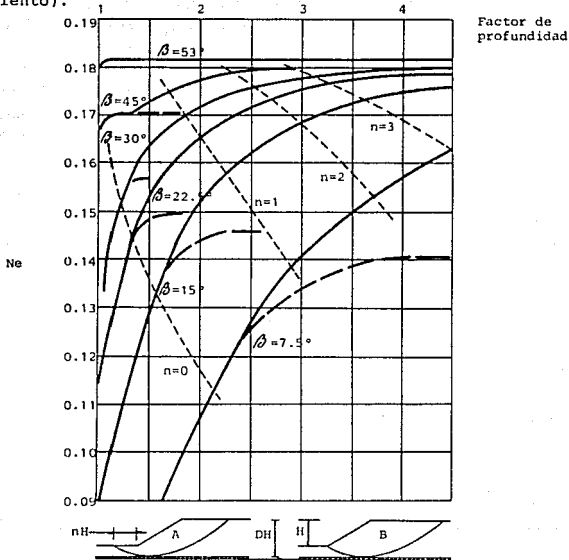


Fig 3.11 Gráfica de Taylor para determinar el número de estabilidad N_e y el factor de alejamiento n . Caso A: Usar líneas llenas. (Las líneas punteadas dan los valores de n). Caso B: Usar líneas punteadas largas.

3.3.5 GRÁFICAS DE JANBU.

Para taludes simples y homogéneos con cohesión y fricción, N. Janbu introdujo un nuevo parámetro en las gráficas que elaboró. Este parámetro, denominado por $\lambda c\psi$, permite obtener el número de estabilidad y así calcular el factor de seguridad según la expresión de Taylor (3.13).

El valor de $\lambda c\psi$ se calcula con la siguiente relación:

$$\lambda c\psi = \frac{\gamma H}{c} \tan \psi \quad (3.15)$$

Con la gráfica de la figura 3.12 se puede obtener el valor de N_e , para diferentes valores de $\lambda c\psi$.

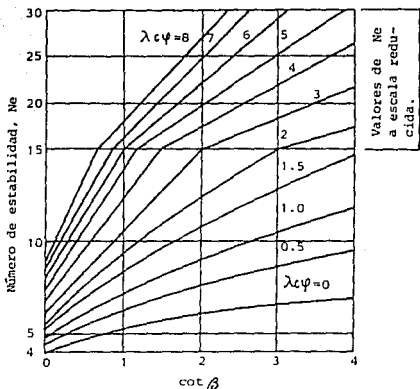


Fig 3.12 Obtención del número de estabilidad, según N. Janbu.

También Janbu proporciona en otra gráfica, (3.13), los parámetros X_0 y Y_0 , que definen la posición de los centros de los círculos críticos de falla por el pie del talud, por medio de las relaciones:

$$X = X_0 H \quad (3.16)$$

$$Y = Y_0 H \quad (3.17)$$

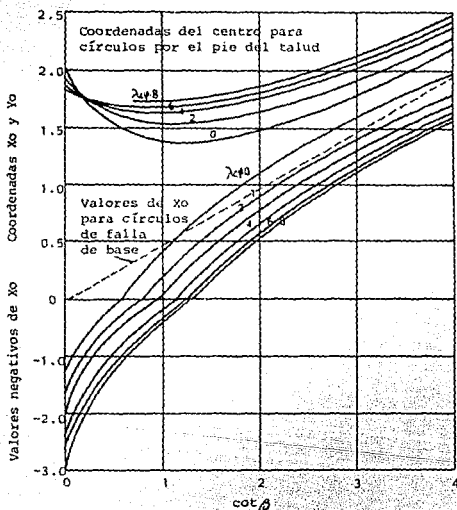


Fig 3.13 Coordenadas de los centros de círculos críticos, según Janbu.

3.3.6 METODO DE ESTABILIDAD DE LOS BLOQUES.

En algunas excavaciones a cielo abierto se cuenta en el medio material con la presencia de estratos muy débiles (arcillas blandas) o debilitados por la acción de fuerzas horizontales que ocasiona una falla en línea recta en el plano de debilitamiento (falla traslacional). Cuando se trata de este tipo de falla es recomendable utilizar otro tipo de métodos de análisis, en los que ya no se supone una superficie de falla circular como en el Método Sueco, sino que se presume que ésta será plana y sobre el estrato débil.

Uno de los métodos utilizados para este tipo de falla es el de estabilidad de los bloques, que se definirá a continuación.

El procedimiento de análisis consiste en seleccionar el plano de falla sobre el estrato débil, fijando arbitrariamente los límites verticales ac y bd , como se muestra en la figura 3.14.

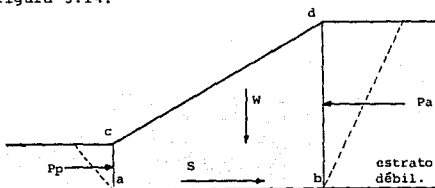


Fig 3.14 Análisis de la estabilidad de los bloques.

Las fuerzas a las que está sometida la cuña $acdb$ son las siguientes:

W : Peso de la cuña $acdb$.

P_a : Empuje activo actuante sobre la cara bd de la cuña.

P_p : Empuje pasivo actuante sobre la cara ac de la cuña.

S : Resistencia al esfuerzo cortante total que se puede desarrollar a lo largo del plano de falla ab y que contrarresta el efecto de las fuerzas anteriores.

Una vez calculadas estas fuerzas, se determina el factor de seguridad mediante la expresión:

$$FS = \frac{S}{P_a - P_p} \quad (3.18)$$

3.4 TALUDES EN ARENAS.

La estabilidad de un talud excavado en un material homogéneo puramente friccionante, tal como una arena limpia, depende de la fricción que se desarrolla entre sus partículas, por lo cual para garantizar tal estabilidad bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna de la arena.

En este caso el riesgo de falla se puede expresar por medio de un factor de seguridad, definido simplemente como:

$$FS = \frac{\tan \psi}{\tan \beta} \quad (3.19)$$

La experiencia ha demostrado que si se define un factor de seguridad que tenga un valor del orden de 1.1 ó 1.2

bastará para mantener la estabilidad del talud y asegurar que la erosionabilidad superficial no sea excesiva.

3.5 TALUDES RECOMENDADOS EN LAS EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO.

Generalmente no es posible aplicar los métodos matemáticos de análisis de estabilidad de taludes en las excavaciones a cielo abierto, expuestos en este capítulo, debido a la heterogeneidad de los materiales constituyentes y de las formaciones involucradas en el medio material.

Sin embargo, es necesario saber detectar desde la etapa de estudio de la excavación aquellos casos en los que existan condiciones especiales que requieran la aplicación de algún método de análisis (importancia de la función ingenieril de la obra, estado y tipo del suelo, existencia de zonas probables de falla con una orientación desfavorable, presencia de alteraciones producidas por las estructuras adyacentes a la zona de excavación, etc.).

Como es natural, la experiencia acumulada a través de los años constituye un valiosísimo auxiliar en la tarea de fijar la inclinación estable en excavaciones, y, con base en ella, se presenta en la tabla 3.4 un sumario de recomendaciones prácticas de taludes en suelos. Esta tabla resume la experiencia del Departamento de Geotecnia de la Secretaría de Obras Públicas de México.

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES.
	Hasta 5 m.	5 a 10 m.	10 a 15 m.	Mayor 15m.	
Aglomerado con finos no plásticos.					Contracuneta impermeabilizada. Para H>10m, hacer banqueta de 1m. en el pie.
Aglomerado con finos plásticos.					Contracuneta impermeabilizada. Para H>10m, hacer de 2m y para >15m de 4m en H/2
Arenas limosas y limos compactos.					Descopetar 1:1 la parte superior - más interperizada Talud 1:1 en material erosionable.
Arenas limosas y limos poco compactos.					Contracuneta impermeable. Banqueta de 3m para H>15m.
Arenas limosas y limos muy compactos (topetate)					Descopetar la parte superior - suelta. Para H>15m, cambiar talud en H/2.
Arcillas - poco arenosas firmes (homogéneas).					Descopetar 1:1 la parte más interperizada.
Arcillas - muy suaves expansivas y compresibles.					Para cortes mayores de 15m, hacer bermas a la mitad de H.
Arenas limpias.	Talud ligeramente menor a su ángulo de fricción interna.				Proyectar banqueta de 1m en base.

Tabla 1.4 Taludes recomendados para cortes de diferentes tipos de suelos.

EXCAVACIONES ADEMADAS

4.1 INTRODUCCION.

Las excavaciones a cielo abierto de carácter permanente, como los cortes efectuados para la construcción de caminos, se pueden realizar sin ningún sostenimiento, en cuyo caso sus paredes deberán tener el talud más apropiado acorde a las características del terreno, como se vió en el capítulo anterior.

Las excavaciones temporales también pueden realizarse por medio de taludes. Sin embargo, con frecuencia se considera que el riesgo de un talud con demasiada pendiente resulta elevado y la alternativa de tender taludes demasiado costosa o imposible por falta de espacio. En tales casos se ha de recurrir a un sostenimiento provisional de las paredes de la excavación, generalmente verticales; a este revestimiento provisional se le denomina entibamiento o ademe. Se han ideado muchos sistemas para ademar y algunos -- hasta han sido normalizados por varias organizaciones. Sin embargo y desafortunadamente en algunas ocasiones hasta -- los diseñadores de excavaciones le dedican muy poco tiempo al proyecto de los ademes y el resultado ha sido un gran número de derrumbes. Todos los años mueren obreros aplasta

dos por el colapso de sostenimientos inadecuadamente proyectados; y esto ocurre aún en excavaciones poco profundas.

Las dimensiones de la excavación que se vaya a efectuar y las propiedades del suelo en que se excave son los principales datos que se requieren para proyectar en forma adecuada el sistema de entibamiento. Además estos datos definen la magnitud del problema e incluso la necesidad del ademado y sus características. Por tanto es conveniente hacer nuevamente la distinción, según Terzaghi, entre excavaciones poco profundas, de una profundidad menor a 5 metros, y excavaciones profundas, de una profundidad mayor. El entibamiento de excavaciones poco profundas sólo requiere de un reconocimiento general del sitio, siendo suficiente el observar el tipo de suelo prevaleciente y la resistencia que este tiene, mientras que el proyecto de excavaciones profundas exige en general un estudio completo de mecánica de suelos mediante la extracción de muestras y la realización de ensayos de penetración, además de la utilización de los métodos exploratorios normales.

4.2 ADEMOS EN EXCAVACIONES POCO PROFUNDAS.

Cuando se trata de excavaciones poco profundas, generalmente se utiliza el apuntalamiento como sistema de ademe. En general, si se hace una excavación en suelo cohesivo sin entibar sus paredes verticales, suelen aparecer poco tiempo después, grietas de tracción en la superficie del terreno contiguo a la misma. La presencia de tales grietas produce que, tarde o temprano, las paredes se derrumben. Para evitar dichos accidentes, en excavaciones angostas, se apuntala la parte superior del corte como se muestra en la figura 4.1a. Los miembros horizontales que

van de pared a pared se denominan puntales, y suelen estar formados por tirantes de madera de 15 x 10 cms., o bien por puntales especiales extensibles de acero. Estos elementos, que usualmente se colocan a cada 2.50 mts., soportan maderos horizontales, que generalmente consisten en tabloncillos de 7.5 cms., que son afirmados contra la pared del corte colocando cuñas entre los mismos y los puntales.

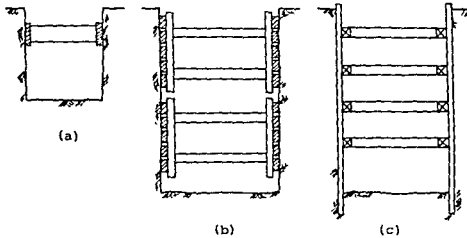


Fig 4.1 Diagramas que ilustran diferentes métodos para apuntalar excavaciones poco profundas. (a) Fila única de puntales; (b) entablado horizontal; (c) entablado vertical.

Antes de continuar, es conveniente introducir un nuevo parámetro denominado altura crítica (H_c). Este parámetro representa teóricamente la profundidad máxima que se puede tener en el corte sin necesidad de ademe.

Los valores de H_c para las arcillas de distinta consistencia son aproximadamente iguales a los mostrados a continuación:

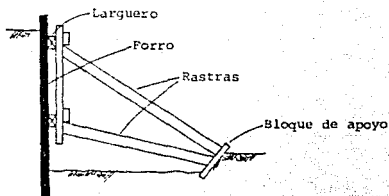


Fig 4.2 Utilización de rastras para el apuntalamiento de excavaciones a cielo abierto anchas y poco profundas.

4.3 ADEMES EN EXCAVACIONES PROFUNDAS.

En muchas construcciones es necesario hacer excavaciones profundas antes de erigir la estructura. El planeamiento de tal excavación se deja con frecuencia al superintendente de la obra o al operador de la pala. Sin embargo, cuando se realizan excavaciones costosas o que entrañan peligros para las vidas o propiedades colindantes, es necesario proyectar el ademe como cualquier otra estructura importante.

En las excavaciones profundas, el uso de entablados se hace antieconómico e inseguro, por lo que se emplean otros métodos de entibamiento y apuntalamiento. En algunos casos hasta el uso de puntales resulta inapropiado.

Los procedimientos de sostenimiento que más se utilizan en las excavaciones profundas a cielo abierto son los que utilizan tablestacas, aunque en ocasiones también se llegan a utilizar muros construídos *in situ*. Los últimos son empleados cuando existen obstrucciones que impiden el

hincado de tablestacas, o donde el choque y vibraciones producidas por dicha hınca sean objetables. Un tipo de muro consiste en cilindros de concreto. La construcción de estos cilindros se puede realizar por dos maneras diferentes, según la resistencia del suelo. En el caso de arcillas firmes, se perfora el suelo con una barrena para hacer un agujero de unos 40 cm. de diámetro, se coloca en dicho agujero el refuerzo y seguidamente se vierte el concreto. En el caso de suelos menos estables, también se perfora el suelo, pero esta vez el agujero se mantiene relleno con el propio suelo o con lodo durante la perforación. En seguida se cuela el concreto a través del vástago hueco de la barrena partiendo del fondo del agujero hacia arriba, de manera que el concreto vaya reemplazando al suelo para que no queden las paredes del agujero sin soporte en ningún momento. El acero de refuerzo se coloca forzándolo hacia abajo a través del concreto. Posteriormente se colocan los largueros que sean necesarios para soportar el muro de cilindros.

El segundo tipo de muro consiste en excavar una zanja que se mantiene rellena con una pasta blanda de arcilla, por lo general bentonita, y agua, que soporta al suelo durante la excavación y después de ella. Una vez terminada la excavación, la malla de refuerzo prefabricada se coloca a través de la pasta fluida, manteniéndose contra las paredes de la excavación por medio de diablos. El concreto se cuela en la excavación de abajo hacia arriba por medio de un tubo Tremi.

Este tipo de muro, de 1.50 mts. de espesor, se ha construido en excavaciones hasta de 30 mts. de profundidad.

Por otra parte, las tablestacas son elementos que se hincan en el terreno antes de la excavación por medio de martinets de caída libre o de vapor, y que sirven para sostener los terrenos colindantes e impedir deslizamientos horizontales, inclinaciones o derrumbes de terrenos y construcciones vecinas o próximas a dicha excavación. Asimismo sirven para disminuir, igualar o anular las presiones que en el subsuelo se generan.

De acuerdo al material con que están fabricadas, las tablestacas se clasifican en:

1. Tablestacas de madera.

Es indudable que las tablestacas construídas con madera encuentran su mejor uso en los apuntalamientos de carácter temporal, aunque también son utilizadas cuando se cuenta en la excavación con claros cortos ó cuando la presión lateral del suelo es relativamente baja.

Antes de iniciar el hincado de las tablestacas, es importante cerciorarse de que la madera sea de gran resistencia a fin de evitar rajaduras o deformaciones al ponerse en contacto con las paredes del corte.

2. Tablestacas de concreto reforzado.

Estas tablestacas están construídas por muros precolados de concreto, que al unirlos unos con otros constituyen un verdadero respaldo de contención muy resistente. Se utilizan principalmente en obras de tipo permanente en donde los empujes que han de soportar tienen altos valores.

Este tipo de tablestacas ha tenido mucha aceptación debido a su fácil adaptabilidad y su relativo

bajo costo, siendo cada día mayor la demanda de este sistema para excavaciones profundas con fuertes presiones.

3. Tablestacas de acero.

Este tipo de tablestacas es el más comúnmente usado en las excavaciones profundas a cielo abierto - de gran magnitud, principalmente en aquellas donde se generan elevadas presiones. Esto se debe a que, aunque las tablestacas de acero son muy costosas, tienen grandes ventajas sobre las tablestacas con truídas con otros materiales. Estas ventajas son:

- a) Presentan gran resistencia a los altos esfuerzos que produce el subsuelo contra las paredes de la excavación.
- b) Se recupera el material íntegro y puede considerarse sin deterioro, por lo cual puede volverse a emplear varias veces tan efectivamente como la primera.
- c) Se adaptan a diversas formas con facilidad y su extracción es relativamente sencilla.
- d) Tienen un peso relativamente bajo.
- e) Su mayor facilidad de hinca, por su espesor reducido, produce como consecuencia, pocas vibraciones en el terreno. Con esto se aumentan las posibilidades de uso en lugares muy próximos a edificaciones.
- f) Su longitud puede incrementarse fácilmente mediante soldadura. De esta manera se obtienen - cierres casi herméticos, evitando grandes filtraciones.

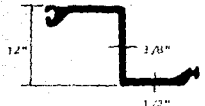
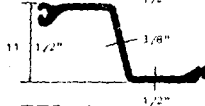
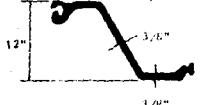
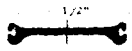
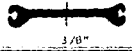
Modelo	Profundidad de hincaco, por pila, pulg.	Peso		Espesor, pulg.	Módulo de sección		Momento de inercia, pulg ⁴ .
		Por pie cuadrado, lb.	Por pie de muro, lb.		Por pila, pulg ³ .	Por pie de muro, pulg ³ .	
SECCIONES EN FORMA DE Z.							
M218 y M232 pueden insertarse entre ellas mismas y con las secciones MP112 ó MP113.							
	M218	18	57.0	3/8	70.2	46.0	423.2
	M232	21	56.0	3/8	67.0	38.3	385.7
	M227	18	40.5	3/8	45.3	30.2	276.3
SECCIONES RECTAS							
Estas secciones se pueden insertar una a la otra.							
	MP102	15	40.0	1/2	2.4	1.9	4.6
	MP101	15	35.0	3/8	2.4	1.9	4.6

Fig. 4.3 Tipos y dimensiones de las diferentes secciones de tablestacas de acero.

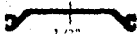

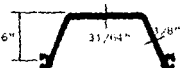
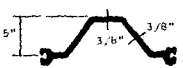
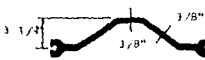
Modelo	Profundidad de hincado, por pila, pulg.	Peso		Módulo de sección			Momento de inercia, pulg. ⁴ .	
		Por pie, lb.	Por cuadrado, pie de muro, lb.	Por pila, pulg.	Por pie de muro, pulg. ³ .	Por pie de muro, pulg. ³ .		
SECCIONES EN FORMA DE ARCO.								
Estas secciones pueden insertarse unas con otras.								
	MP113	16	37.3	28.0	1/2	3.3	2.5	6.0
	MP112	16	30.7	23.0	3/8	3.2	2.4	5.5
	MP110	16	42.7	32.0	31/64	20.4	15.3	20.4
	MP116	16	36.0	27.0	3/8	14.3	10.7	53.0
	MP115	19 5/8	36.0	22.0	3/8	8.8	5.4	26.0

Fig. 4.3 (continuación).

Su único inconveniente es el peligro de oxidación, pero esto se evita pintando al acero con una capa de asfalto.

En la figura 4.3 se ilustran diversas secciones de tablestacas de acero junto con sus dimensiones y características más importantes.

Tanto las secciones en forma de Z como las secciones más profundas en forma de arco (MP110 y MP116) son utilizadas para resistir grandes momentos -- flexionantes. Cuando dicho momento no es muy elevado se pueden utilizar las secciones en forma de arco menos profundas. Las secciones rectas son utilizadas en proyectos donde las fuerzas actuantes son relativamente bajas.

De acuerdo a la forma en que trabajan, las tablestacas se pueden clasificar en tres principales grupos:

1. Tablestacas en Cantiliver.
2. Tablestacas Ancladas.
3. Tablestacas Apuntaladas.

4.4 TABLESTACAS EN CANTILIVER.

La estabilidad de las tablestacas clasificadas en este grupo depende principalmente de un adecuado empotramiento en el subsuelo, debajo del nivel de excavación. Esto hará que la tablestaca hincada actúe apropiadamente como una

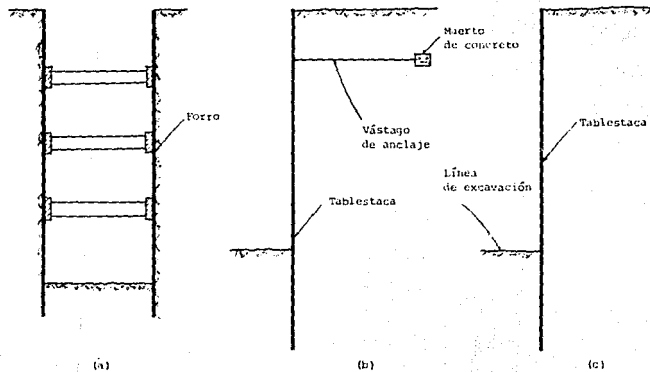


Fig 4.4 Clasificación de las tablestacas según la forma en que trabajan. (a) Apuntaladas; (b) ancladas; y (c) en Cantiliver.

ancha viga en cantiliver (se considera a cada tablestaca como una viga individual), que resista los empujes laterales de tierra desarrollados arriba del nivel excavado.

Las tablestacas en cantiliver son particularmente sensibles a las variaciones de carga, altura y propiedades del suelo. Por esta causa, y también debido a que están sujetas a deflexiones mayores que otras estructuras, las tablestacas en cantiliver son preferentemente usadas en excavaciones temporales.

DISEÑO CONVENCIONAL DE TABLESTACAS EN CANTILIVER.

En un muro en cantiliver de altura H se genera un diagrama de presiones de la forma en que lo indica la figura 4.5.

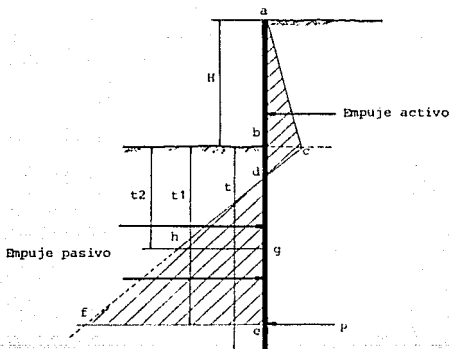


Fig 4.5 Diagrama de presiones generado en tablestacas en Cantiliver.

Para determinar la penetración requerida de hincado y el máximo momento flexionante generado en el muro, usando el procedimiento convencional, es necesario tomar en cuenta los siguientes pasos:

1. Mediante tanteos, encontrar la profundidad de penetración $t1$, tal que al tomar momentos con respecto a e , el momento producido por la carga de presión activa acd sea 2 veces el momento resistente generado por el empuje pasivo dcj . Esto asegurará un factor de seguridad de 2.0 en contra de un posible volteo.
2. Luego se determina la profundidad de penetración real t , incrementando a $t1$ un 15% de su valor. Esto permitirá que la fuerza pasiva P pueda actuar asegurando la estabilidad de la tablestaca.
3. Por medio de tanteos, se localiza el punto de penetración $t2$, en el cual la fuerza cortante sea cero. Dicha penetración se hallará en el punto en que la carga activa acd sea igual a la carga pasiva dgh . Esto nos proporcionará la posición del máximo momento flexionante, $\{g\}$.
4. Se toman momentos con respecto a g para encontrar el valor del momento flexionante máximo. Este representará la diferencia entre los momentos generados, con respecto a g , por acd y por dgh .
5. Ya obtenido el máximo momento flexionante, éste se utiliza para seleccionar la sección de la tablestaca más adecuada.

4.5 TABLESTACAS ANCLADAS.

Las tablestacas en cantiliver, cargadas con presiones activas elevadas pueden ser ancladas mediante vástagos de anclaje colocados en ó cerca de la parte más alta de las tablestacas. Estos vástagos se conectan a estructuras subterráneas conocidas simplemente como anclas, que pueden ser de diversos tipos (pilas de anclaje, muros de anclaje o muertos de concreto). Las anclas deben construirse detrás de la superficie de ruptura (ver figura 4.6).

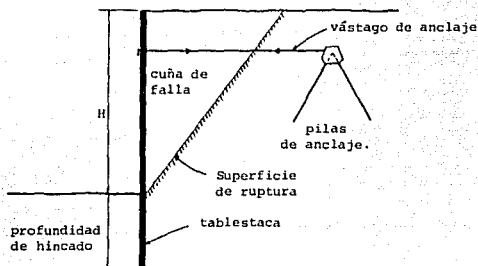


Fig 4.6 Tablestacas ancladas.

Con este método de entibamiento, la profundidad de hincado de la tablestaca, así como su peso son reducidos considerablemente.

La estabilidad de este tipo de tablestacas depende más que de la profundidad de empotramiento (como en las ta

blestacas en cantiliver), del buen funcionamiento del sistema de anclaje. Así pues, la utilización de las tablestacas ancladas permite, principalmente:

1. Una menor profundidad de hincado que la que se necesita al usar las tablestacas en cantiliver, y
2. Una mayor altura de retención para una sección dada.

En otras palabras, bajo la comparación de todos los métodos de sostenimiento en excavaciones profundas, el uso de anclas reduce considerablemente la longitud, la sección y el peso de las tablestacas. Como ya se dijo anteriormente, las tablestacas ancladas se utilizan cuando se generan grandes presiones sobre éstas. Por tal motivo, el acero resulta el material idóneo a utilizar en este sistema.

Existen dos métodos comúnmente utilizados en el análisis de la estabilidad de las tablestacas ancladas. En el primero, denominado método del "Soporte de Tierra Libre", la parte de las tablestacas introducidas en el suelo puede girar libremente cuando el tramo no hincado de las mismas se flexiona hacia afuera por el efecto del empuje de la tierra. Si las tablestacas penetran profundamente en el suelo resistente no pueden girar y se tiene, por tanto, una segunda condición en la que se utiliza el método del "Soporte de Tierra Fijo".

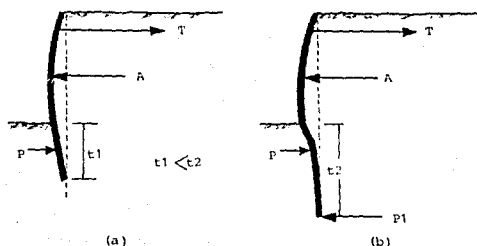


Fig 4.7 Comparación entre los métodos del: (a) soporte de tierra libre y del (b) soporte de tierra fijo. T = Fuerza de anclaje, A = Carga que ejerce el suelo detrás de la tablestaca, P = Soporte del suelo en el frente del muro, P1 = Soporte del suelo al pie de la tablestaca.

4.5.1 ANALISIS POR EL METODO DEL SOPORTE DE TIERRA LIBRE.

En este método, también llamado método de la mínima profundidad de penetración, se asume que la tablestaca es una estructura rígida y, por lo tanto, no existe ningún punto de giro en ella debajo del nivel de excavación. Se desarrollan en el suelo empujes pasivos en la parte frontal de la tablestaca, y empujes activos detrás de ella.

Los parámetros a calcular son: a) la mínima profundidad de penetración D de la tablestaca que asegure el suficiente soporte lateral, b) la magnitud de la fuerza de tensión T en los vástagos de anclaje, y c) el módulo de sección requerido I .

Los diagramas de presión supuestos para el análisis de este método, se indican en la figura 4.8a, para suelos friccionantes, y en la figura 4.8b, para suelos cohesivos debajo del nivel de excavación.

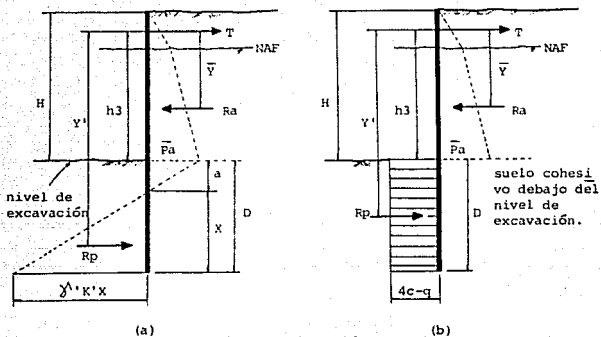


Fig 4.8 Diagramas de presión generados en las tablestacas ancladas, aplicando el método del soporte de tierra libre. (a) Suelo puramente friccionante; (b) suelo cohesivo debajo del nivel de excavación.

De la figura 4.8a se obtiene que la distancia del nivel de excavación al punto donde el empuje es igual a cero es igual a:

$$a = \frac{\bar{P}_a}{\delta' k'} \quad (4.1)$$

Luego se toman momentos de los empujes activo y pasivo con respecto al punto de anclaje y se igualan para satisfacer la estática.

$$V' R_p = \bar{V} R_a$$

Pero
$$R_p = \gamma' K' \frac{X^2}{2}$$

y,
$$V' = h_3 + a + \frac{2}{3} X$$

Por lo tanto:

$$\bar{V} R_a = \gamma' K' \frac{X^2}{2} \left(h_3 + a + \frac{2}{3} X \right)$$

Agrupando términos en función de las potencias de X , se obtiene:

$$X^3 \left(\frac{\gamma' K'}{3} \right) + X^2 \left(\frac{\gamma' K'}{2} \right) (h_3 + a) - R_a \bar{V} = 0 \quad (4.2)$$

Resolviendo tal ecuación obtenemos el valor de X , que sumado al de a representa la profundidad de la tablestaca que debe penetrar en el suelo, debajo del nivel de excavación:

$$D = X + a$$

Se acostumbra incrementar el valor de D de un 20 a un 40% por conceptos de seguridad.

La fuerza de tensión en el vástago de anclaje se obtiene mediante la siguiente relación:

$$T = Ra - Rp \quad (4.3)$$

Para zonas en las que el suelo debajo del nivel de excavación es cohesivo (figura 4.8b), también se calculan momentos con respecto al punto de anclaje:

$$Ra\bar{V} - D (4c - q) \left(h_3 + \frac{D}{2} \right) = 0 \quad (4.4)$$

Reordenando la ecuación en términos de potencias de D se obtiene:

$$D^2 + 2D h_3 - \frac{2\bar{V}Ra}{4c-q} = 0 \quad (4.5)$$

Se resuelve la ecuación y así se obtiene la profundidad de hincado D , que también se multiplica por un factor de seguridad.

La fuerza T se obtiene también con la ecuación 4.3.

El módulo de sección óptimo para ambos casos (suelo granular y suelo cohesivo) depende del momento flexionante máximo generado sobre el muro. Tal momento ocurre en el punto donde la fuerza cortante V vale cero. Dicho punto se puede localizar mediante la estática con la relación:

$$V = T - \sum Px = 0 \quad (4.6)$$

Tomando suma de momentos con respecto a ese punto, se obtiene el momento flexionante máximo.

El módulo de sección necesario Z , está dado por:

$$Z = \frac{M_{max}}{\bar{\sigma}}, \quad (4.7)$$

donde $\bar{\sigma}$ es el esfuerzo de tensión permisible de la estructura de acero.

4.5.2 ANALISIS POR EL METODO DEL SOPORTE DE TIERRA FIJO.

En este método se asume que la tablestaca es flexible. Este análisis es usado cuando dicha estructura deberá hincarse a un nivel más profundo para evitar cualquier posible filtración de agua subterránea.

El análisis de estabilidad de las tablestacas, aplicando el método del soporte de tierra fijo, se basa en la suposición de que las deflexiones producidas en ellas forman una línea elástica (ver figura 4.9a). Tal elástica cambia su curvatura en el punto de inflexión J. Esto implica que el subsuelo ejerce sobre la tablestaca una restricción efectiva debajo del punto de inflexión. También es razonable aceptar una pequeña deflexión debajo del punto O, lo cual producirá un empuje de tierra en la parte posterior de la tablestaca a lo largo de OF.

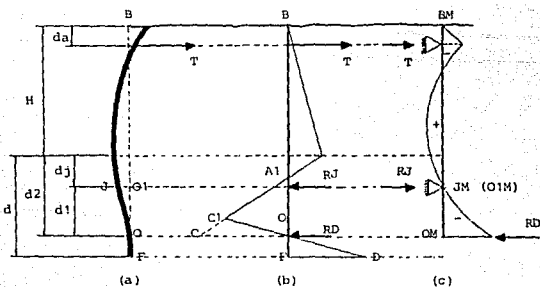


Fig 4.9 Aplicación del método del soporte de tierra fijo en las tablestacas ancladas. (a) Curva elástica; (b) Diagrama de presiones; (c) Diagrama de momentos obtenido a partir del de presiones.

El diagrama de presiones obtenido en este diseño es - el mostrado en la parte b) de la misma figura 4.9. Sin embargo por razones de simplicidad el diagrama A_1C_1O puede - ser transformado en el diagrama A_1C_1O .

La solución del soporte de tierra fijo involucra reemplazar la parte inferior del diagrama de presiones, ODF , - por una fuerza concentrada, RD , aplicada en el punto O . La magnitud de RD es desconocida. Sin embargo, cuando se escoge al punto O como centro de rotación, tal fuerza se excluye debido a que no produce ningún momento. RD podrá ser calculada por medio de la estática cuando se conozcan RJ y d_1 .

Para simplificar la solución del problema de las tablestacas con soporte de tierra fijo, se asume que la tablestaca BF actúa como una viga. Esta viga está apoyada libremente en uno de sus extremos por la reacción T , (fuerza de anclaje), y apoyada en el suelo en su otro extremo. El diagrama de momentos de la viga se muestra en la parte c) de la misma figura. Nótese que el punto JM de la viga, - que corresponde al punto de inflexión J de la tablestaca, no transmite ningún momento. Por lo tanto, y teóricamente, el segmento OJM puede ser separado de la viga original - $BMOM$ y reemplazado por una fuerza que actúa en el punto OJM de derecha a izquierda (RJ).

Mediante esta operación se obtiene una viga equivalente, libremente apoyada $BMJM$, de la original $BMOM$. De la parte cortada, $JMOM$, se obtiene también una viga apoyada libremente con carga trapezoidal y de claro d_1 . Si se conoce la fuerza RJ , se puede determinar d_1 mediante una ecuación de equilibrio de momentos con respecto al punto OM .

Los pasos que se siguen en este diseño son los siguientes:

1. Determinar K_a , K_p , γ y sus correspondientes valores para la condición de saturación.

2. Calcular las presiones actuantes en el problema y dibujar su diagrama.
3. Determinar la distancia d_J al punto de inflexión J (donde el momento es igual a cero). Para fines prácticos se considera a tal distancia como d_J igual a un 10% de d_e .
4. Calcular el valor de R_J , tomando suma de momentos con respecto al punto de anclaje.
5. Una vez conocida R_J , se vuelve a tomar suma de momentos, ahora con respecto al punto O_M , para determinar la distancia d_1 .
6. Obtener d_2 sumando d_J más d_1 .
7. Obtener la distancia total de penetración, d , de la tablestaca, aumentándole un 20% al valor de d_2 , por concepto del segmento OF .
8. La fuerza de tensión se obtiene mediante:

$$T + E_p = RD + E_a \quad (4.8)$$

9. Obtener el módulo de sección I mediante la ecuación 4.7.

4.6 TABLESTACAS APUNTALADAS.

En este tipo de ademado la disposición de los elementos de soporte suele ser como a continuación se describe. Primeramente se hince verticalmente una serie de postes o viguetas de acero siguiendo el contorno de la excavación a efectuar y hasta una profundidad mayor que el fondo de la misma. Enseguida, el espacio entre esos elementos se revisite con tablas horizontales que se van añadiendo a medida que progresa la excavación; también, según la profundidad aumenta, deberán afirmarse los elementos verticales hincados, con puntales de acero o de madera, colocados transversalmente a la excavación, apoyados en largueros longitudinales.

En general, los puntales son elementos de los que mas necesita preocuparse el Ingeniero proyectista, para lo cual será preciso conocer la magnitud y la distribución del empuje del suelo sobre el ademe. Estas características dependen no sólo de las propiedades del suelo, sino también de las restricciones que el elemento de soporte imponga a la deformación del propio suelo y de la flexibilidad de toda la estructura de soporte en general.

Según la excavación prosigue, la rigidez de los puntales ya colocados impide el desplazamiento del suelo en las zonas próximas a los apoyos de esos puntales. Por otra parte, bajo el efecto del empuje, el ademe en las zonas inferiores gira hacia dentro de la excavación, de manera que la colocación de los puntales en esas zonas va precedida de un desplazamiento del suelo que será mayor, en general, -- cuanto mayor sea la profundidad de la zona considerada. Este tipo de deformación que sufre el suelo durante el proceso de excavación y colocación del ademe equivale, desde el punto de vista de la distribución de presiones, a un giro -

del elemento de soporte alrededor de su extremo superior. En tales condiciones de deformación las teorías clásicas - de Rankine y Coulomb no son aplicables y, por lo tanto, para calcular el empuje sobre el ademe es necesario recurrir a otros métodos. Sin embargo, es un hecho que en ademes -- las teorías proporcionan resultados por lo general muy poco confiables, pues no toman en cuenta una serie de efectos reales, tales como el arqueado, que juegan un papel importante y modifican grandemente la magnitud y distribución de los empujes dados por las teorías. En efecto, la distribución de presiones en este tipo de estructuras es a proximadamente parabólica, con el punto de aplicación del empuje muy cerca del punto medio de la altura del ademe, - contrariamente a la distribución lineal que las teorías -- clásicas consideran en muros de retención.

Otra característica importante de las tablestacas apuntaladas es que éstas pueden fallar en forma local, rompiéndose un puntal en alguna zona en que la concentración de presiones sea importante, lo cual pone en peores condiciones a los restantes puntales y puede conducir al desarrollo de un mecanismo de falla progresiva.

Se puede considerar que actualmente no hay ningún modo para saber si el proceso de excavación y construcción - del ademe producirá la suficiente cedencia en el suelo como para que se desarrolle en éste toda la resistencia al - esfuerzo cortante y el empuje llegue al valor correspondiente al estado activo. De hecho, los puntales suponen -- una restricción para la deformación del ademe que permite pensar que, por lo menos en las zonas próximas a ellos, la presión se concentrará fuertemente. Ello dependerá de su a cuñamiento y del tiempo transcurrido entre la excavación y su colocación, principalmente.

Todo esto justifica la afirmación ya hecha de que las teorías clásicas de empuje de tierras no ofrecen suficiente confiabilidad en este tipo de estructuras, por lo que es preciso recurrir a otros métodos de cálculo o a mediciones efectuadas sobre modelos a escala natural o en obras reales.

Basados en mediciones efectuadas durante la construcción de ciertas obras, Terzaghi y Peck han propuesto diferentes diagramas de presión, dependiendo del tipo de suelo. La forma de las curvas de distribución de presiones obtenida resultó ser bastante errática y fuera del marco de las teorías establecidas, aunque conservando cierta tendencia parabólica. Con un criterio puramente práctico, Terzaghi estableció una envolvente sencilla de forma trapecial, útil para ser aplicada a diferentes clases de suelos. La figura 4.10 presenta diagramas de presión obtenidos por Terzaghi en ademas que retienen arenas, y arcillas.

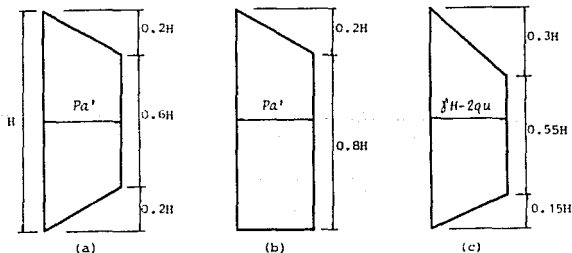


Fig 4.10 Diagramas de presiones laterales en tablestacas apuntaladas propuestos por Terzaghi y Peck.

(a) arenas compactas, (b) arenas sueltas, (c) arcillas.

Respecto a la magnitud de los empujes totales medidos se observó que eran aproximadamente un 10% superiores a los calculados con la teoría de Coulomb y que estaban aplicados en la zona media del ademe. El valor de la presión máxima registrada resultó ser un 20% menor que la presión máxima correspondiente a una distribución lineal de empuje activo. Con estos datos, Terzaghi fijó la altura del trapecio envolvente con el valor:

$$0.8 P_a \cos \phi \quad (4.9)$$

donde:

$P_a \cos \phi$ = Componente horizontal de la presión máxima calculada con la teoría de Coulomb, -- (supuesta una distribución lineal de presiones).

ϕ = Angulo de fricción entre el ademe y el -- suelo, considerado igual a 2/3 de ψ .

El valor de P_a puede calcularse con la expresión:

$$P_a = \frac{2 P_A}{H} \quad (4.10)$$

donde:

P_A = Empuje sobre el ademe calculado según la teoría de Coulomb.

H = Altura del ademe.

En arcillas, Terzaghi obtuvo también gráficas de distribución de presiones, con medidas directas. La envolvente práctica de tales diagramas se muestra en la parte (c) de la misma figura 4.10. Como en el caso de las arenas, -- las mediciones indican que la distribución real de presio-

nes sobre el tablestacado, sigue también una ley aproximadamente parabólica, con máximo en la parte central y con variaciones que dependen del procedimiento de excavación y construcción del ademe, además de las propiedades del suelo. La altura del trapecio vale ahora, según Terzaghi:

$$\delta H = 2 q_u \quad (4.11)$$

donde q_u representa la resistencia de la arcilla a la compresión simple.

PROCEDIMIENTOS PARA EL ABATIMIENTO DEL AGUA SUBTERRANEA EN
EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO

5.1 INTRODUCCION.

Toda estructura debe desplantarse en formaciones de tierra capaces de soportar su propio peso sin el riesgo de un posible daño debido a la carencia de homogeneidad del subsuelo o a movimientos de la masa del suelo. Algunas de estas estructuras de gran peso, tales como edificios muy elevados, pueden ser construídos con una relativa pequeña excavación, mediante el uso de pilotes hincados sobre un estrato de roca resistente, o mediante cualquier otro método de cimentación que no requiera una gran profundidad de excavación.

En otras ocasiones, se necesita ejecutar la excavación hasta un nivel muy profundo. En tales casos, el ingeniero se presenta ante el problema de realizarlas más allá del nivel de aguas freáticas, (NAF).

En el caso de que el material excavado sea una arena, limpia y permeable, la presencia del agua dificulta extraordinariamente o imposibilita el progreso de la excavación debajo del nivel freático. Según se va removiendo el material, el agua fluye hacia la excavación y las fuerzas de -

filtración, que este flujo produce, arrastran arena hacia el fondo de la misma. Así al tratar de profundizar la excavación, sólo se logra ensancharla, pero sin avance práctico en la dirección vertical. Aparte de estos problemas, la presencia de agua dificulta todos los trabajos de construcción, tales como preparación de cimbras, colocación de armados, colados de concreto, etc.. Resulta así muy deseable el lograr dejar la excavación en seco para profundizarla y trabajar en ella de manera cómoda y eficiente. Generalmente el control del agua subterránea, en este tipo de materiales, se logra mediante la construcción de zanjas poco profundas que colectan el agua y permiten que ésta sea bombeada y extraída fuera de la excavación.

Si las formaciones que han de excavarse están constituidas por material impermeable, el agua subterránea produce cambios en las propiedades del suelo cercano a ésta, disminuyendo su resistencia al corte y provocando el ablandamiento y desmoronamiento de los taludes de la excavación generando así, una expansión del fondo de la excavación. En este tipo de suelos, resulta impráctico el utilizar zanjas para eliminar el agua freática debido a la impermeabilidad prevaleciente en el subsuelo. Por tal motivo es necesario recurrir a métodos más extensos y costosos.

5.2 METODOS DE ABATIMIENTO.

Existen varios métodos prácticos, utilizados en las excavaciones a cielo abierto, para abatir y controlar el nivel del agua subterránea. La elección del más adecuado y económico será el principal problema a resolver por el in-

geniero. Tal elección depende, en gran medida, de las características del subsuelo, de su permeabilidad principalmente, y de las condiciones del agua freática, como su profundidad y extensión.

Asimismo, la magnitud y costo del proyecto de abatimiento dependen, entre otros factores, del tamaño y profundidad de la excavación y del periodo de tiempo en que el nivel freático estará abatido.

Si en una excavación se elige el procedimiento más adecuado, se obtendrán grandes ventajas, principalmente económicas.

La figura 5.1 muestra los sistemas de eliminación de agua del subsuelo comúnmente usados para diferentes tipos de suelo con diferentes capacidades de drenaje.

Un dren completo consta de tres componentes: el filtro, el conducto o colector y el sistema de eliminación. - El filtro es esencial para mantener la eficiencia del dren y para impedir la erosión por filtración cuando el gradiente hidráulico es alto.

El filtro debe ser lo suficientemente permeable para permitir el flujo del agua dentro del dren con poca pérdida de carga y al mismo tiempo lo suficientemente fino para evitar la erosión del suelo hacia dentro del dren. Un filtro adecuado es la clave del éxito en un sistema de drenaje.

El conducto del drenaje recoge las aguas del filtro y las conduce hacia afuera. El más sencillo es una zanja o tubo, que se proyecta como cualquier otro conducto hidráulico.

El sistema de eliminación saca el agua del lugar. Si es posible se usa la gravedad, porque es permanente, económica y segura; sin embargo, puede ser que la topografía del lugar haga imposible su uso.

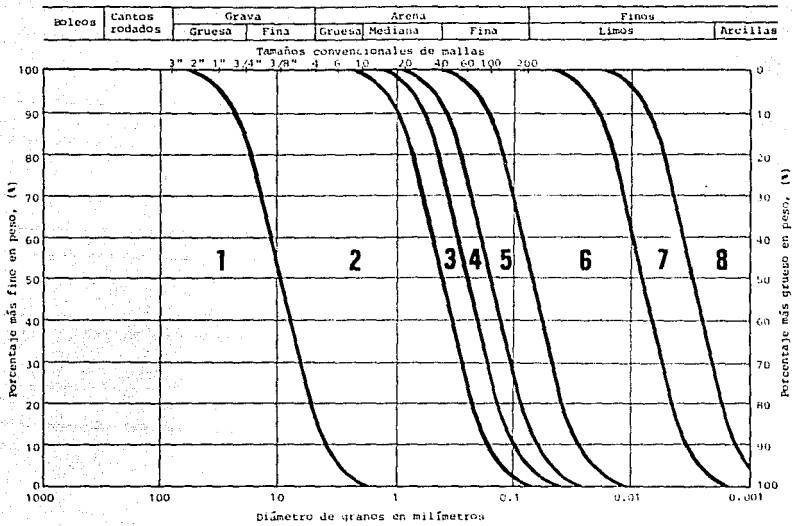


Fig 5.1. Capacidad de drenaje en suelos.

1. Drenaje dificultoso debido al gran flujo. Sin embargo, el mejor sistema de abatimiento lo constituye el drenado abierto. Riesgo de atascamiento en la cuneta colectora.
2. Excelente para el funcionamiento de los drenes abiertos y tubos filtrantes de gravedad simples. Probablemente gran flujo.
3. Bueno para el funcionamiento de los drenes abiertos y tubos filtrantes simples.
4. De bueno a regular en los drenes abiertos. El arenamiento ayuda en los tubos filtrantes y en los que funcionan al vacío. Se ha observado que la erosión en los drenes abiertos es elevada.
5. Drenaje por gravedad lento y la erosión puede ser grave. Necesidad de arenamiento en los tubos filtrantes simples y al vacío.
6. Drenaje por gravedad imposible, excepto por fisuras y vetas de arena. Generalmente efectivos los tubos filtrantes al vacío.
7. Algunas veces efectivos los tubos filtrantes al vacío arenados. La electroósmosis aumentará el drenaje en los pozos filtrantes.
8. La electroósmosis aplicada con una corriente elevada produce algún resultado.

Fig 5.1 (Continuación.)

El bombeo elimina el agua más rápidamente, pero el costo de energía, en un largo periodo, es apreciable y el mantenimiento es a menudo dudoso.

Dado que la permeabilidad, como recién se mencionó, resulta la propiedad del suelo más importante al elegir el método de drenaje idóneo, en la tabla 5.1 se presentan sus rangos de variación, para los diversos tipos de suelos.

GRADO DE PERMEABILIDAD	RANGOS DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD, k (cm/seg)	TIPO DE SUELO
Alto	$> 10^{-1}$	Grava gruesa y mediana.
Medio	$10^{-1} - 10^{-3}$	Grava fina; arena gruesa, mediana y fina.
Bajo	$10^{-3} - 10^{-5}$	Arena muy fina; arena limosa.
Muy bajo	$10^{-5} - 10^{-7}$	Limo denso; limo arcilloso; arcilla.
Prácticamente impermeable	$< 10^{-7}$	Arcilla homogénea.

Tabla 5.1 Rangos de variación del coeficiente de permeabilidad.

5.2.1 DRENES ABIERTOS.

El método más antiguo para el drenaje de excavaciones es el dren abierto, ya sea por medio de una zanja o cuneta, o por medio de un foso colector. Este foso es un

hoyo de poca profundidad al cual fluye el agua por gravedad. Una zanja o cuneta puede ser meramente un foso alargado; ambos son muy efectivos en arenas y gravas, además de que son baratos. Se pueden construir fácilmente sin necesidad de emplear mano de obra especializada o equipo sofisticado. La figura 5.2, que representa la sección vertical de una excavación ancha con taludes inclinados, ilustra el principio en que se basa el método. La mayor parte del agua emerge del pie de los taludes y es conducida por medio de zanjás hacia uno o varios colectores, de donde es bombeada hasta sus correspondientes tubos de descarga.

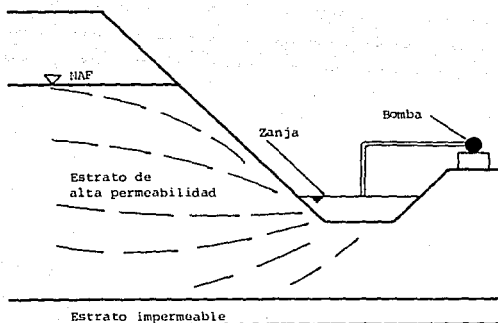


Fig 5.2 Método de abatimiento por drenado abierto.

En algunos casos, el método de drenes abiertos ha sido seleccionado sobre otros que utilizan pozos profundos, debido a la presencia de grandes pedruscos o guijarro en las formaciones de grava, que incrementarían las dificultades y el costo en la instalación de pozos.

Sin embargo, la recolección de agua en zanjas y fosos abiertos tiene varias desventajas. Tiende a causar ablandamiento y derrumbe en la parte baja del talud debido a que en esta parte la presión de filtración alcanza un máximo. Además, como casi todo estrato natural de suelo es más o menos heterogéneo, el agua emerge del mismo en forma de pequeños manantiales u ojos de agua. Cuando estos manantiales se producen en el fondo de la excavación, se denominan borbotones. El flujo de agua a través de los borbotones puede erosionar el subsuelo y formar túneles. Si el techo de estos túneles se llegara a romper, se podría provocar el hundimiento de la superficie del terreno que rodea la excavación, generando así, el aplastamiento de los taludes o del apuntalamiento, según sea el tipo de excavación.

5.2.2 POZOS PROFUNDOS.

En zonas donde el nivel de aguas freáticas es profundo, se usan comúnmente los pozos profundos para abatirlo o para controlar las presiones artesianas en acuíferos situados debajo de las excavaciones. Los pozos profundos son particularmente efectivos en el control del nivel de agua subterránea en sitios donde existen formaciones con alta permeabilidad debajo de formaciones con menor permeabilidad, aunque se puede decir, de una manera general, que son efectivos en formaciones con gran permeabilidad

como suelos gruesos y roca porosa en donde las cantidades de agua a drenar son grandes.

En algunos casos, sólo unos cuantos pozos, en grandes áreas, han producido un excelente control del agua subterránea. Pero, en la mayoría de las ocasiones, se ha requerido de un número relativamente grande de éstos.

Los pozos son instalados con bombas de eje vertical - capaces de aceptar cualquier cantidad de agua que pueda ser encontrada en las excavaciones. La bomba se coloca en el fondo del pozo, de manera que la aspiración de la bomba no esté limitada a 8 ó 9 metros, como en los pozos de succión. El diámetro de cada pozo puede variar entre 0.45 y - 3.0 metros, dependiendo de las necesidades particulares de la obra.

Este sistema de abatimiento tiene la ventaja de ser - muy flexible. Si un grupo inicial de pozos no produce el control de agua freática requerido, se pueden instalar pozos adicionales hasta lograr que éste se obtenga.

Al igual que otro tipo de drenes, los pozos profundos necesitan filtros. Si el suelo que se va a drenar es de grano grueso o si es una roca que resiste la erosión, una malla para pozo o colador puede ser un filtro apropiado. Este colador se coloca en el agujero perforado y en contacto directo con el estrato permeable, uniéndolo generalmente a un tubo de entibación que soporta las paredes del agujero a través de los estratos impermeables superiores. Si el suelo está constituido por grano demasiado fino para ser filtrado por el colador solamente, se puede usar un relleno. Este es un filtro de grava y arena que se coloca alrededor del colador. En este caso el diámetro del pozo se hace 0.20 mts. más grande para rellenar el espacio anular con el filtro de grava y arena.

5.2.3 POZOS PUNTA.

Un pozo punta o *wellpoint* consiste esencialmente en un tubo perforado de pequeño diámetro y longitud, cubierto con una malla cilíndrica que evita la entrada de partículas finas. Su parte superior se conecta a un tubo no perforado que penetra verticalmente en el terreno. A su vez, el tubo vertical se une a una tubería horizontal denominada colector, tendida sobre la superficie del terreno, como se muestra en la figura 5.3. El colector, que tiene un diámetro de entre 15 y 30 cm, termina en una bomba de succión, la cual eleva el agua subterránea hasta el nivel del terreno. Cada una de estas bombas opera de 50 a 100 pozos punta, aproximadamente. De ahí, bombas centrífugas la toman y la transportan por líneas diseñadas para conducirla hasta un lugar lo suficientemente distante que evite que regrese nuevamente al subsuelo que está siendo abatido.

Por lo general, los pozos punta se colocan en línea recta a lo largo de los lados del área que se va a drenar. Usualmente, el pozo punta se introduce en el terreno por medio de un chiflón de agua, aunque en algunos estratos duros se requiere golpearlo para que penetre. Cuando el tubo se va a hincar usando chorro de agua, se le coloca una válvula esférica de goma en el extremo inferior. Durante la hincada se abre para que el agua a presión abra un hueco en el suelo y permita que el tubo se coloque en su posición definitiva. Cuando el tubo se conecta al colector, se cierra la válvula y el agua entra en el tubo a través de la tela de alambre. Esta malla, que tiene huecos de 0.3 a 0.6 mm, constituye un filtro adecuado para arenas medianas. Las mallas que se empleaban en los pozos punta hace unos años estaban hechas de acero o de bronce, pero éstas han si

do rápidamente sustituidas por otras de plástico debido a sus diversas ventajas sobre las de metal: tienen mayor eficiencia en la eliminación del agua, resisten la corrosión, requieren poco mantenimiento, son económicas, etc.

En arenas finas se requiere colocar un filtro de arena alrededor del tubo para aumentar el área efectiva del pozo, reducir al mínimo la velocidad de filtración y proporcionar un filtro mejor. Este filtro se instala perforando o inyectando agua para formar un agujero de alrededor de 30 cm de diámetro. La punta del tubo se centra en el agujero y se coloca arena graduada y limpia alrededor de la malla.

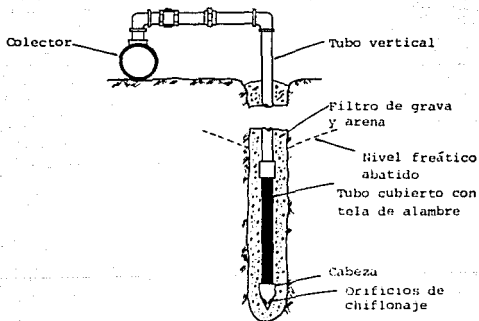


Fig 5.3 Detalles de un pozo punta.

La efectividad de los pozos filtrantes en suelos de grano fino se aumenta sellando el tubo en los estratos superiores con tapones de arcilla y manteniendo un vacío en el colector todo el tiempo, aunque sea poca el agua que se extraiga del suelo. Al aplicar vacío dentro de la masa de suelo, la presión atmosférica tiende a forzar la salida del agua de los suelos más gruesos y reduce la presión neutra y disminuye la relación de vacíos en los suelos más finos.

La separación a la que se coloca cada pozo punta varía en una manera proporcional con la granulometría del suelo. Para arenas finas se tienen separaciones cortas - mientras que para las arenas gruesas se logran separaciones más distantes. *Sichardt* recomienda verificar que dicha separación no sea menor a 5 veces la circunferencia del pozo punta.

DISEÑO DE UN SISTEMA POZO-PUNTA.

La ecuación general de la curva de depresión generada por un único pozo punta, (ver figura 5.4), es:

$$y_2^2 - y_1^2 = \frac{q}{\pi k} (\ln X_2 - \ln X_1) \quad \{5.1\}$$

donde:

q : Gasto bombeado por el pozo.

k : Coeficiente de permeabilidad del suelo.

Los otros símbolos se muestran en la figura 5.4.

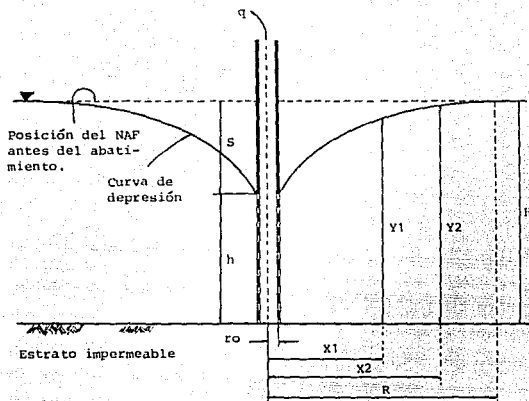


Fig 5.4 Curva de depresión generada por un pozo punta.

Cuando $X_2=R$ y $X_1=r_0$, y con r_0 y k conocidos, el gasto q por unidad de tiempo de la descarga es igual a:

$$q = \pi k \frac{H^2 - h^2}{\ln R - \ln r_0} \quad (5.2)$$

donde:

- H: Espesor del estrato drenado.
- r_0 : Radio del pozo.
- R: Radio de influencia del sistema pozo-punta.
Este es calculado por la siguiente ecuación empírica de Sichardt:

$$R = (3000) (S) \sqrt{k} \quad (5.3)$$

donde:

R: Radio de influencia.

S: Profundidad de abatimiento.

k: Coeficiente de permeabilidad.

A continuación se presentan los rangos de variación para los diversos tipos de suelos en que suele utilizarse este método de abatimiento:

TIPO DE SUELO	RADIO DE INFLUENCIA (mts.)
Arena fina	5 - 10
Arena mediana a gruesa	10 - 100
Grava fina	100 - 500
Grava gruesa	mayor de 500.

Cuando $y_2=H$, $y_1=y$, $x_2=R$ y $x_1=r$, la ecuación 5.1 puede ser transformada en:

$$H^2 - y^2 = \frac{q}{T\sqrt{k}} (\ln R - \ln r) \quad (5.4)$$

Ahora, si en lugar de analizar un sólo pozo, se supone un arreglo circular de n pozos alrededor de la excavación, con un gasto q de cada uno de ellos, se puede obtener la cantidad total de agua bombeada, Q , mediante la siguiente relación:

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - y^2)}{\ln R - \ln r} \quad (5.5)$$

donde:

$Q = nq$: Gasto total de los n pozos.

y : Ordenada al punto central, C , de la curva.

r : Radio del área circular a drenar.

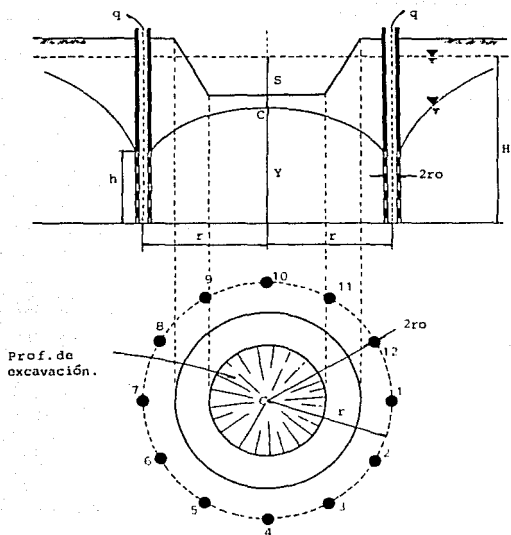


Fig 5.5 Arreglo circular con $n = 12$ pozos.

En realidad este arreglo circular de pozos constituye una simplificación práctica del método, ya que los pozos generalmente son dispuestos en un perímetro rectangular, como se ilustra en la figura 5.6. Esta medida se realiza igualando el área A del rectángulo real al de la circunferencia, para obtener el radio equivalente r .

$$A = \pi r^2$$

de donde, despejando r , tenemos:

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (5.6)$$

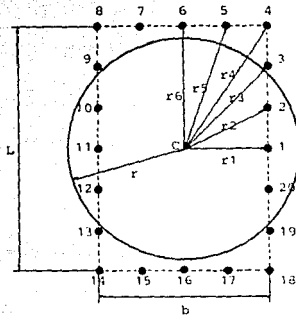


Fig 5.6 Sustitución de un área rectangular por otra circular equivalente.

El número de pozos necesario para drenar el gasto total Q se obtiene mediante la relación:

$$n = \frac{Q}{\delta} \quad (5.7)$$

donde:

δ : Capacidad de bombeo por cada pozo, y se obtiene por:

$$\delta = 2\pi \lambda_0 h_0 \frac{\sqrt{k}}{15} \quad (5.8)$$

donde:

h_0 : Longitud de la tubería filtrante ranurada.

La distancia, centro a centro, entre cada uno de los pozos se obtiene sencillamente dividiendo el perímetro total del área rectangular entre n :

$$d = \frac{2L + 2b}{n} \quad (5.9)$$

donde:

L : Longitud del área rectangular.

b : Ancho del área rectangular.

El espaciamiento debe verificarse, como ya se dijo, con la relación:

$$d > 15) (2\pi r_0) \quad (5.10)$$

Una vez conocido el espaciamiento entre pozos, se puede calcular el radio real de cada uno de ellos, mediante trigonometría. Por ejemplo:

$$r_2 = \sqrt{d^2 + \left(\frac{b}{2}\right)^2}$$

$$r_4 = \sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 + \left(\frac{b}{2}\right)^2}$$

Cuando todos los radios estén calculados, se puede verificar si el radio r en verdad es equivalente, mediante la fórmula siguiente:

$$\ln r = \frac{1}{n} \ln (r_1 r_2 r_3 \cdots r_n) \quad (5.11)$$

Finalmente, la profundidad de abatimiento S , al centro C , de la curva de depresión, se obtiene mediante:

$$S = H - Y$$

o sea,

$$S = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \ln (R/r)} \quad (5.12)$$

Debido a que los pozos punta operan por succión, la distancia vertical máxima de agua freática que se puede abatir es relativamente pequeña. Generalmente ésta alcanza valores de entre 4 y 5 metros. Si la profundidad de excavación debajo del nivel de agua subterránea es mayor que la que se logra abatir, el bombeo debe hacerse en dos ó más etapas, como se muestra en la figura 5.7.

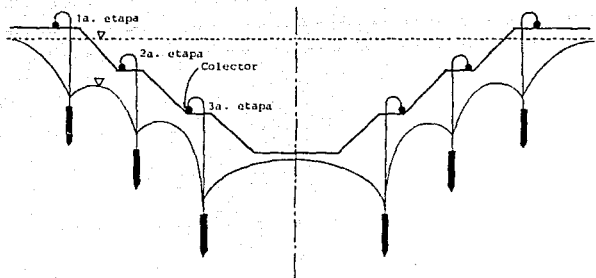


Fig 5.7 Sistema de abatimiento con pozos punta en tres etapas.

La primera etapa consiste en una hilera de pozos punta que se colocan en el terreno y se ponen en operación tan pronto como la excavación llegue al manto freático. La excavación se reanuda en el momento en el que el nivel de

agua subterránea haya bajado por la acción de la primera fase. Se coloca entonces una segunda hilera de pozos cuando la excavación alcanza nuevamente el nivel freático ya abatido. Si la excavación no ha llegado hasta la profundidad deseada, y si se cuenta con el espacio disponible, se pueden colocar varias hileras más hasta alcanzar tal profundidad.

En excavaciones a cielo abierto con profundidades de 15 metros por debajo del nivel freático original, la extracción del agua se ha hecho colocando tres o cuatro hileras de pozos punta.

Los pozos punta se disponen generalmente de manera que los bordes de la excavación quedan formados por un conjunto de taludes interrumpidos por bermas, en las que se alojan los colectores.

Cuando la cantidad de agua que se va a drenar es pequeña, puede usarse un sistema *eyector de chorro*, en lugar de la instalación de varios pisos. Cada pozo se instala en el fondo de una perforación ademada. La tubería del pozo se conecta a la parte inferior de una bomba de eyector de chorro, que a su vez se conecta a la superficie con dos tubos, uno para suministrar el agua a la bomba, y otro para la descarga. Una de las desventajas principales de este método consiste en su baja eficiencia mecánica y su menor capacidad de extracción con respecto al sistema convencional de pisos. Sin embargo, con el sistema eyector de chorro se ha podido abatir el nivel de agua freática hasta 30 metros. Cuando las limitaciones de espacio impiden el uso de un sistema de varias etapas, pueden resultar económicos los eyectores de chorro.

Los pozos filtrantes de punta han dado muy buenos resultados en el drenaje de suelos de permeabilidad alta y mediana, como los de arenas gruesas y los de arenas finas limpias, pero principalmente tienen gran eficiencia cuando la permeabilidad del suelo varía entre 1×10^{-1} y 1×10^{-3} cm/seg; los pozos filtrantes con vacío han tenido algún éxito en suelos de baja permeabilidad, como las arenas limosas y los limos arenosos.

5.2.4 ELECTROOSMOSIS.

Los suelos constituidos por partículas finas, tales como limos, arcillas o una combinación de ambos, $k = 10^{-5}$ a $k = 10^{-7}$ cm/seg., no pueden ser drenados exitosamente por gravedad, zanjas ó pozos; debido a que la tensión superficial del agua, que en estos suelos es relativamente alta, tiende a retener al agua en sus huecos. Sin embargo, en este tipo de suelos el nivel freático puede ser abatido satisfactoriamente utilizando el método de drenaje eléctrico, denominado electroósmosis.

Si en un suelo saturado se introducen dos electrodos y se hace pasar una corriente eléctrica entre ellos, el agua del suelo migra del polo positivo (ánodo), hacia el negativo (cátodo). Si el cátodo está constituido por un pozo filtrante, el agua que llega al mismo puede ser eliminada por bombeo.

El principio del abatimiento eléctrico se ilustra en la figura 5.8. Varillas de acero hincadas en el suelo, entre los pozos filtrantes, constituyen los electrodos positivos.

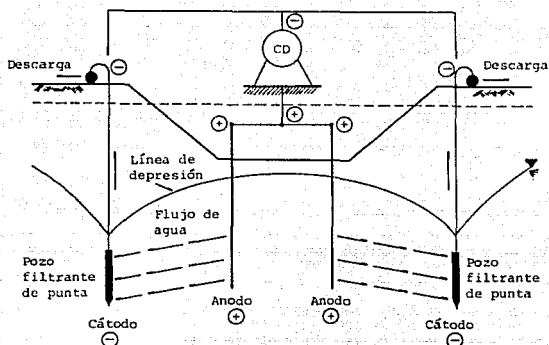


Fig 5.8 Principio en que se basa el abatimiento de agua freática por electroósmosis.

El movimiento del agua se debe a que las partículas del suelo llevan una carga eléctrica negativa. Esta carga atrae hacia las partículas los iones positivos, formándose una película de agua positivamente cargada como consecuencia de la preponderancia de iones de este signo. Estos iones positivos concentrados en el agua son atraídos por el electrodo negativo y repelidos por el positivo. Una vez que el agua ha sido atraída hacia el cátodo, se extrae a través de los pozos filtrantes mediante bombas instaladas previamente.

La instalación del sistema electroosmótico consiste esencialmente en la colocación de pozos de bombeo, dispues-

tos en hilera, y en ambos lados de la zona a drenar, a manera de crear una pantalla de captación de flujo. La separación entre cada pozo es variable, aunque magnitudes entre 3 y 5 metros han dado buenos resultados; los pozos tienen un diámetro aproximado de 20 cm. Dentro de cada pozo se instala un tubo ranurado de hierro de unos 10 cm. de diámetro, relleniéndose con arena el espacio que queda entre el tubo y la perforación, a manera de filtro.

En el extremo inferior del tubo se coloca una barra de hierro de 2 ó 3 metros de longitud y 2 ó 3 cms. de diámetro para formar el electrodo negativo. El polo positivo se forma simplemente con barras de acero, como ya se mencionó anteriormente, dispuestas en filas paralelas a los pozos filtrantes.

La velocidad v (en centímetros por segundo), a la que escurre el agua en el tubo ranurado por efecto de la electroósmosis, viene dada en forma aproximada por la ecuación siguiente:

$$v = i_e k_e \quad (\text{cm/seg.}) \quad (5.13)$$

donde:

i_e : Gradiente de potencial, E/ℓ (voltios/cm).

E : Diferencia de potencial eléctrico entre los extremos del tubo.

ℓ : Longitud del tubo.

k_e : Coeficiente de permeabilidad electroosmótica
Se expresa como una velocidad de escu- -

rrimiento (cm/seg), bajo un gradiente de potencial de 1 voltio/cm.

$k_e = 0.5 \times 10^{-4}$ (cm/seg) / (volt/cm). Para limos y/o arcillas.

Dependiendo del voltaje aplicado y de la separación de los electrodos, en la práctica se ha observado que la velocidad de flujo electroosmótico puede oscilar entre 100 y 10,000 veces la del flujo hidráulico convencional.

La distancia L , en metros, medida entre las hileras de electrodos negativos y positivos, es calculada mediante la siguiente relación:

$$L = \frac{100 V}{\Phi I \rho} \quad (\text{mts}) \quad (5.14)$$

donde:

- V: Tensión eléctrica (volts). Se considera un voltaje recomendable de 60 a 100 volts.
- Φ : Coeficiente que depende de las dimensiones y espaciamiento entre electrodos del mismo signo. Varía de 2 a 3.
- I: Corriente eléctrica (amperes) por cada metro cuadrado de área transversal de suelo a drenar, medida en el plano de una hilera de electrodos. La corriente óptima que debe aplicarse se considera que varía entre 0.5 y 7 amperes por cada metro cuadrado.

ρ : Resistencia específica, (ohm/cm). Depende de la naturaleza de los contenidos minerales - del suelo, de las propiedades del agua subterránea y, principalmente, del contenido de - humedad del suelo. Esta resistencia se mide en campo y se calcula mediante la relación - siguiente:

$$\rho = R \{a/h\} \quad \text{(ohm-cm)} \quad (5.15)$$

donde:

R: Resistencia obtenida en la muestra de suelo. (ohms).

a: Area transversal de la muestra. (cm²).

h: Longitud de la muestra. (cm).

La capacidad N de la instalación eléctrica para el - abatimiento, en kilowatts, se calcula mediante la ecuación 5.16.

$$N = \frac{V I A_s}{1000} \quad \text{(Kw)} \quad (5.16)$$

donde:

A_s: Area transversal total del suelo a drenar, en el plano de una hilera de electrodos perpendicular al flujo, (mts²).

Tan pronto se aplica un potencial eléctrico a un suelo, el agua comienza a fluir hacia el cátodo. En seguida se generan presiones de filtración que, si están dirigidas contra la cara expuesta de una excavación, pueden aumentar grandemente su estabilidad. De esta manera se explica que la estabilización de taludes o cortes en suelos limosos saturados, y en algunos arcillosos, resulte una de las aplicaciones más comunes de la electroósmosis.

La aplicación de una corriente eléctrica a un suelo de grano fino compresible, como una arcilla, conduce a la expulsión del agua a través de los cátodos y, en consecuencia, a la consolidación de la arcilla. Esta consolidación trae consigo, por un lado, un aumento en la resistencia del suelo y, por el otro, la formación de grietas y fisuras, especialmente cerca de los ánodos.

5.3 CAPACIDAD DE BOMBEO.

Para elegir el tipo de bomba a utilizar en el abatimiento del nivel freático en una excavación a cielo abierto, es necesario, primeramente, calcular la cantidad de agua que fluye a través del subsuelo.

Este gasto Q , en volumen por unidad de tiempo, puede ser estimado, para un medio permeable, y con un aceptable grado de precisión, mediante la ley de Darcy:

$$Q = k i A \quad \{cm^3 / seg\} \quad (5.17)$$

donde:

k : Coeficiente de permeabilidad del suelo. (cm/seg).

i : Gradiente hidráulico. Se expresa como h/L .

donde:

h : Altura de presión. (cm).

L : Longitud de filtración. (cm).

A : Area transversal al flujo. (cm²).

Se considera que esta ley puede aplicarse únicamente en suelos que tengan un coeficiente de permeabilidad mayor o igual a 10^{-5} cm/seg, (gravas, arenas o arenas limosas).

El gasto que fluye a través de suelos de muy baja permeabilidad y, en sí, en aquellos en los que se utiliza la electroósmosis como método de abatimiento, puede calcularse con la ecuación 5.18.

$$Q = \frac{\epsilon D I}{4\pi\gamma\lambda} \quad (\text{cm}^3/\text{seg}) \quad (5.18)$$

donde:

ϵ : Coeficiente de proporcionalidad, conocido como potencial zeta.

D : Constante dieléctrica del agua.

I : Corriente eléctrica aplicada.

γ : Viscosidad dinámica del agua.

λ : Electroconductividad del agua.

Una vez conocido el volumen por unidad de tiempo que fluye por el subsuelo, se calcula la potencia de accionamiento de la bomba, P , que se requiere para expulsar dicho gasto.

$$P = \frac{c Q \gamma H}{75 \eta} \text{ (PS)} \quad (5.19)$$

donde:

- c : Factor de seguridad para el bombeo. Varía de 1.5 a 2.0.
- Q : Gasto. (lts/seg).
- γ : Peso específico del agua, $1 \text{ kg}/1,000 \text{ cm}^3$.
- H : Altura manométrica de elevación. (mts).
- η : Coeficiente de rendimiento de la bomba. Para bombas de succión varía de 0.30 a 0.50 y para bombas centrífugas de 0.70 a 0.80.
- PS: Medida de potencia en el sistema internacional. $1 \text{ PS} = 75 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{seg} = 0.986 \text{ hp} = 0.7355 \text{ kilowatts}$.

5.4 EFECTOS DEL ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.

Al emplear cualquier método de drenaje para solucionar problemas de exceso de agua freática se pueden crear nuevos problemas. Al reducirse el esfuerzo neutro, se aumenta el esfuerzo efectivo y la resistencia del suelo. Como resultado de lo anterior, los estratos subyacentes al drenado, reciben una carga adicional que lleva consigo una consolidación adicional.

Si los estratos son compresibles, se pueden producir asentamientos en las estructuras ubicadas dentro de la zona de depresión del nivel freático. Estos asentamientos se irán incrementando proporcionalmente a medida que el nivel freático se deprima más. Por lo tanto es muy recomendable hacer cuidadosos estudios de los efectos que pueden tener tales asentamientos.

En arenas, el drenaje aumenta temporalmente su resistencia y su esfuerzo efectivo, produciéndose además, tensión capilar. Esto permite hacer excavaciones pequeñas con taludes muy escarpados y sin ademe. Si el trabajo se prolonga por mucho tiempo la arena se seca, la tensión capilar desaparece y los taludes de la excavación se derrumbarán.

El drenaje sin filtros apropiados puede producir sifonamiento y hasta cavidades en el suelo; estas cavidades se derrumban pronto causando la destrucción de lo que haya arriba de ellas.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como varias veces se puntualizó, antes de seleccionar y diseñar el método de excavación que se adecúa más a un proyecto determinado, se requiere conocer, con un nivel de amplitud dependiente de la importancia y magnitud de la obra, todos los aspectos concernientes a las características y propiedades de las formaciones que constituyen el subsuelo por excavar.

Una vez que se han determinado estas características, mediante las pruebas y técnicas de exploración descritas en el capítulo 2 de este trabajo, y con los datos de obra ya concidos también, se procede a determinar y diseñar el tipo de excavación idóneo, incluyendo el diseño del sistema de abatimiento elegido, en caso de necesitarlo.

A partir de todas las consideraciones hechas en cada capítulo, se pueden concluir, para los diversos tipos de suelos, recomendaciones generales y prácticas para el diseño de excavaciones a cielo abierto. Estas conclusiones son las siguientes:

1. GRAVAS GRUESAS Y MEDIANAS.

Si existe un adecuado espaciamiento alrededor del área a excavar, o si se trata de una obra permanente de poca profundidad, se pueden utilizar los taludes como método de excavación, simplemente verificando que el ángulo del talud sea considerablemente menor que el ángulo de fricción interna entre sus partículas.

Si se detectara la presencia de un estrato débil, a poca profundidad del de grava, se deberá verificar la estabilidad del talud por medio del método de bloques.

Si por el contrario, no se contara con el debido espaciamiento para tender taludes en los cortes de la excavación, o se tratara de una excavación profunda de carácter temporal en la que el riesgo de taludes con demasiada pendiente resulta elevado, se tendrá que recurrir al ademado como técnica de excavación. Si es una excavación poco profunda se puede utilizar un entablonado vertical, pero si es profunda, se debe usar el tablestacado, ya sea en cantiliver o anclado, para presiones laterales altas y muy altas, respectivamente.

Si se requiriera abatir el nivel freático y la carga hidráulica no es elevada, el uso de drenes abiertos significa la mejor opción para lograrlo, debido a la muy alta permeabilidad de este material (k mayor a 10^{-1} cm/seg).

Sin embargo, en algunas ocasiones el gasto puede ser tan grande que sea necesario instalar algunos pozos profundos o pozos punta. En gravas medianas, el uso de algunos pozos filtrantes puede aumentar el drenaje.

2. GRAVAS FINAS; ARENAS GRUESAS, MEDIANAS Y FINAS.

Si se cuenta con las condiciones de espacio, presión y profundidad mencionadas en el punto anterior, se puede lograr la excavación por medio de taludes comprobando que el ángulo de inclinación sea ligeramente menor al de fricción interna, según el factor de seguridad que se desee. También deberá analizarse su estabilidad si se detecta la presencia de estratos débiles de arcillas o limos sueltos.

El entablonado vertical constituye una buena alternativa de abatimiento para excavaciones poco profundas donde existe el problema de espacio. Si la profundidad de la excavación en estos suelos es mucha, y si las presiones laterales no son elevadas, se recomienda utilizar las tablistacas en cantiliver.

El drenado abierto en estos materiales, como sistema de abatimiento, se considera de regular a malo debido a la erosión que se presenta en las zanjas. Los tubos filtrantes simples constituyen un buen sistema de drenaje. La permeabilidad en estos suelos varía de $k=10^{-1}$ a $k=10^{-3}$ cm/seg.

3. ARENAS MUY FINAS Y ARENAS LIMOSAS.

Si las condiciones del lugar lo permiten, se pueden utilizar los taludes para hacer la excavación, debiendo utilizar el Método Sueco de las dovelas o el de Taylor como sistema de análisis de su estabilidad. Si las formaciones subterráneas son tan irregulares que impidan el uso

de cualquiera de estos métodos de análisis, podemos apoyar nos en la experiencia obtenida por la Secretaría de Obras Públicas de México (SOP), que recomienda utilizar, en suelos poco compactos, inclinaciones de talud de 1:1 para profundidades hasta de 10 metros y de 1 1/4:1 para las que son mayores. En suelos compactos pueden utilizarse inclinaciones de talud de 1/2:1 para excavaciones poco profundas y de 3/4:1 para excavaciones profundas.

Para estas últimas también se pueden utilizar las tablestacas en cantiliver, o las ancladas si las presiones ejercidas sobre éstas son muy altas.

En excavaciones profundas también se pueden utilizar las tablestacas en cantiliver, o las ancladas si las presiones son muy altas.

Para abatir el nivel freático, el bombeo abierto ya resulta infructuoso, debido a la poca permeabilidad de estos suelos ($k=10^{-3}$ a $k=10^{-5}$ cm/seg). Los pozos filtrantes de punta así como los que operan por vacío resultan buenos elementos de drenaje; los primeros para las arenas y los segundos para las arenas limosas. Si las formaciones a drenar están compuestas, además por estratos de arena gruesa o grava, de relativa alta permeabilidad, se pueden instalar pozos profundos que aceleran en gran medida la depresión freática.

4. LIMOS DENSOS, LIMOS ARCILLOSOS Y ARCILLAS LIMOSAS.

Si se elige el corte por medio de taludes como sistema de excavación debe verificarse su estabilidad con el Método Suco para suelos cohesivos. La inclinación del talud que recomienda el Departamento de Geotecnia de la Secretaría de Obras Públicas de México es de 1/4 : 1 en excava-

ciones menores de 10 metros y de 1/2:1 para excavaciones comprendidas entre los 10 y los 15 metros de profundidad. En cortes más profundos se debe utilizar una pendiente de 1/4:1 cambiando la inclinación del talud en H/2 a 3/4:1.

Si se escoge al ademado como sistema de excavación, las tablestacas ancladas de acero producen buenos resultados, principalmente cuando las presiones laterales son muy altas. Si además existe la posibilidad de filtraciones de agua subterránea, se recomienda el análisis del soporte de tierra fijo.

El abatimiento del nivel freático en este tipo de suelos, que tienen una permeabilidad muy baja ($k=10^{-5}$ a $k=10^{-7}$ cm/seg), ya no puede lograrse por gravedad. Los tubos filtrantes al vacío pueden tener algún resultado satisfactorio. La electroósmosis aumenta grandemente la velocidad de drenaje en los pozos punta.

5. ARCILLAS HOMOGÉNEAS.

El Método Sueco para suelos puramente cohesivos resulta la mejor aproximación para diseñar excavaciones a cielo abierto con taludes en arcillas homogéneas.

La experiencia de la SOP permite recomendar taludes de 1/2:1 para excavaciones profundas y poco profundas, con la observación de cambiar de pendiente en H/2 a 3/4:1 para profundidades mayores a 10 metros.

Para excavaciones poco profundas se puede utilizar, si no existe el espaciamiento adecuado para hacer taludes,

el sistema de tablestacas apuntaladas, y ancladas para --
excavaciones profundas.

Se considera que las arcillas homogéneas son práctica-
mente impermeables (k menor a 10^{-7} cm/seg), por lo que el
único método de abatimiento que se considera que rinda al-
gún resultado es la electroósmosis aplicada con una co-
rriente eléctrica elevada.

SOLUCION

Debido a la falta de espacio, por la colindancia con otras estructuras, resulta inútil plantear el tendido de - taludes.

El apuntalamiento también se antoja difícil dado que los claros en la excavación son sumamente largos.

El uso de tablestacas de acero parece ser el método - más adecuado para poder efectuar el corte. Se analizará el sistema de tablestacas en cantiliver y el de tablestacas - ancladas para seleccionar el más conveniente.

Antes de llevar a cabo la excavación, se tendrá que - abatir el NAF para poder trabajar más eficientemente dentro de ella. Dado el grado de permeabilidad prevaleciente en este tipo de suelo y la profundidad de la capa freática, el sistema de pozos punta resulta ser el que rinde mejores resultados para abatir y drenar el agua freática.

ABATIMIENTO DEL NAF.

La profundidad a abatir está dada por la ordenada:

$$S = 4.0 + 0.5 = 4.5 \text{ mts.}$$

La descarga total del sistema se puede calcular con:

$$Q = \pi k \frac{H^2 - y^2}{\ln R - \ln r}$$

obtenida en m³/seg.

y es la ordenada al centro C debajo del NAF abatido:

$$y = H - S = 11.0 - 4.5 = 6.5 \text{ mts}$$

$$Q = 3.1416 (1.7 \times 10^{-4}) \frac{(11.0)^2 - (6.5)^2}{5.1706 - 2.6261} = 0.01653 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$= 16.53 \text{ lts/seg}$$

La capacidad que un sólo pozo puede drenar se obtiene:

$$f = 2\pi r_c h_c \sqrt{k/15}$$

r_c : radio del pozo = 7.5 cm = 0.075 mts

h_c : longitud del pozo = 4.5 mts

$$f = 2 (3.1416) (0.075) (4.5) \sqrt{1.7 \times 10^{-4} / 15}$$

$$= 0.00184 \text{ m}^3/\text{seg} = 1.84 \text{ lts/seg}$$

El número de pozos que se requiere para lograr drenar el gasto Q , se obtiene:

$$n = Q/f = 16.53/1.84 = 8.98 \text{ pozos}$$

$$\approx 10 \text{ pozos}$$

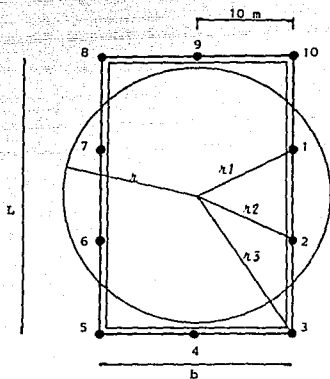
El espaciamiento, centro a centro, entre pozos se cal
cula mediante:

$$d = \frac{2L + 2b}{n} = \frac{2(30) + 2(20)}{10} = \frac{100}{10} = 10.0 \text{ mts}$$

Checando esta separación según *Sichardt*:

$$d > 5(2\pi r_0) = 5(2) \cdot 3.1416 (0.075) = 2.36 \text{ mts}$$

$$2.36 < 10.0 \text{ mts}$$



Los radios reales de los pozos son:

$$r_1 = r_2 = r_6 = r_7 = \sqrt{5^2 + 10^2} = 11.18 \text{ mts}$$

$$r_3 = r_5 = r_8 = r_{10} = \sqrt{15^2 + 10^2} = 18.03 \text{ mts}$$

$$r_4 = r_9 = 15.00 \text{ mts}$$

La y_p más desfavorable ocurre siempre en los pozos - más cercanos al centro del círculo. Por lo tanto en este - problema corresponderá a los pozos 1, 2, 6 y 7.

y_p en pozos 1, 2, 6 y 7.

radios con respecto
al pozo no.1: (mts)

$$\begin{aligned} r_1 = r_0 = 0.075 = r_p & & r_4 = r_6 = r_8 = 22.36 \\ r_2 = r_{10} = 10.00 & & r_5 = 28.28 \\ r_3 = r_7 = 20.00 & & r_9 = 14.14 \end{aligned}$$

$$y_p = \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \left[\ln R - \frac{1}{n} \ln(r_0 \dots r_n) \right]}$$

Sustituyendo valores se obtiene:

$$y_p = 5.76 \text{ mts}$$

La altura de succión es igual a:

$$H - y_p + z = 11 - 5.76 + 6.85 = 12.09 \text{ mts}$$

El punto de descarga se encuentra a 0.90 mts sobre el eje horizontal de la bomba.

Entonces la altura manométrica total es:

$$HL = 12.09 + 0.90 = 12.99 \text{ mts}$$

Capacidad de bombeo:

$$N_p = \frac{c Q \gamma_w HL}{550 \eta_p} \text{ (HP)}$$

$$c = 2.0$$

$$Q = 0.01653 \text{ m}^3/\text{seg} = 0.5841 \text{ pie}^3/\text{seg}$$

$$\gamma_w = 62.4 \text{ lb/pie}^3$$

$$HL = 12.99 \text{ mts} = 42.62 \text{ pies}$$

$$\eta_p = 0.35$$

$$N_p = \frac{2(0.5841)(62.4)(42.62)}{550(0.35)}$$

$$= 16.14 \text{ HP}$$

Potencia necesaria del motor:

$$N_m = N_p / \eta_m = 16.14 / 0.75 = 21.52 \text{ HP}$$

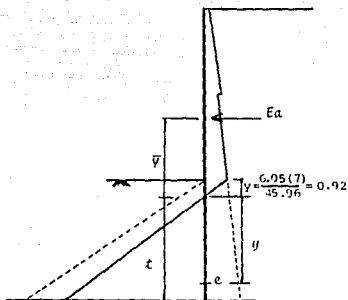
que en unidades eléctricas:

$$N_m = 21.52 \text{ HP} (0.7457 \text{ kw/HP}) = 16.05 \text{ KW}$$

SISTEMA DE EXCAVACION

1. TABLESTACAS EN CANTILIVER
CALCULO DE PRESIONES.

γh Activo (ton/m ²)	γh Pasivo (ton/m ²)	P_a	P_p (ton/m ²)	
4.00	-	1.32	-	0 m
12.80	-	4.22	-	5 m
		3.46		
22.40	0	6.05	0	10 m
35.84	13.44	9.68	49.59	17 m



$$E_a = 1.32(10) + \frac{1}{2} 2.90(5) + 2.14(5) + \frac{1}{2} 2.59(5) + \frac{1}{2} 6.05(0.92)$$

$$= 40.41 \text{ ton/mt.}$$

$$\bar{y} = \frac{13.2(5.92) + 7.25(7.59) + 10.70(3.42) + 6.48(2.59) + 2.78(0.61)}{40.41}$$

$$= 4.66 \text{ mts.}$$

DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DE PENETRACION.

Tomando suma de momentos con respecto al punto e (punto donde el empuje activo es igual a 2 veces el pasivo).

$$\sum M E_a(e) = 40.41(4.66 + y); \quad 2 \sum M E_p(e) = 80.82(4.66 + y)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \frac{6.05}{0.92} y^2; \quad \bar{V} = \frac{y}{3}$$

$$\sum M E_p(e) = \frac{1}{6} \frac{6.05}{0.92} y^3 = 1.096 y^3$$

$$80.82(4.66 + y) = 1.096 y^3$$

Por tanteos:

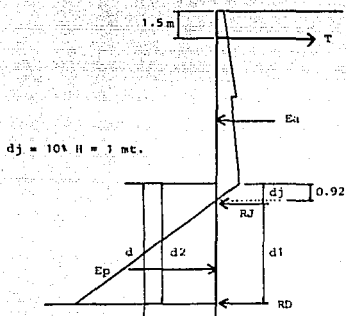
$y = 10.3$	1209 \neq 1198
10.4	1217 \neq 1232
<u>10.34</u>	1212 \approx 1211

La profundidad de penetración total es igual a:

$$t = 1.15 y = 1.15(10.34) = 11.89 \text{ mts}$$

2. TABLESTACAS ANCLADAS

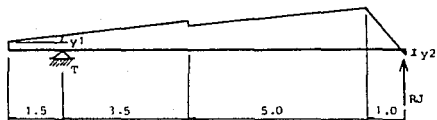
1er. TANTEO (Fuerza de anclaje aplicada a 1.5 mts del - nivel de terreno natural).



CALCULO DE R_J UTILIZANDO EL METODO DE LA VIGA EQUIVALENTE.

$$\frac{y_1}{1.5} = \frac{2.90}{5} ; y_1 = 0.87$$

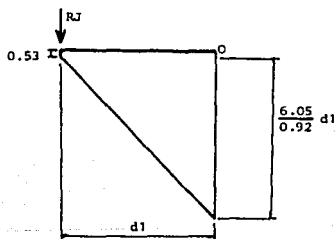
$$\frac{y_2}{0.08} = \frac{6.05}{0.92} ; y_2 = 0.53$$



$$\begin{aligned} \Sigma M(T) &= -\frac{1}{2} 1.32(1.5)^2 - \frac{1}{6} 0.87(1.5)^2 + \frac{1}{2} 1.32(8.5)^2 + \frac{1}{2} 0.87(3.5)^2 \\ &+ \frac{1}{3} 2.03(3.5)^2 + 2.14(5) \left(\frac{5}{2} + 3.5\right) + \frac{1}{2} 2.59(5) \left(\frac{10}{3} + 3.5\right) \\ &+ \frac{1}{2} 6.05(0.92) \left(\frac{0.92}{3} + 8.5\right) - \frac{1}{2} 0.53(0.08) \left(\frac{0.08(2)}{3} + 0.92\right) \\ &+ 8.51 - 9.5 RJ = 0 \\ &= -1.485 - 0.326 + 47.685 + 5.329 + 8.289 + 64.200 + 44.246 \\ &+ 24.509 - 0.201 = 9.5 RJ \end{aligned}$$

$$192.246 = 9.5 RJ; \quad RJ = 20.24 \text{ ton}$$

LOCALIZACION DE LA PROFUNDIDAD d_1 .



$$\begin{aligned} \Sigma M(O) &= 0 \\ &= -20.24 d_1 + 0.53 \left(\frac{d_1}{2}\right)^2 + 6.05 \frac{1}{6(0.92)} d_1^3 \end{aligned}$$

Queda la ecuación:

$$1.096 d_1^3 + 0.265 d_1^2 - 20.24 d_1 = 0$$

Por tanteos:

$$d1 = 4.2 \quad 0.87 \neq 0$$

$$\underline{d1 = 4.18} \quad 0.07 \approx 0$$

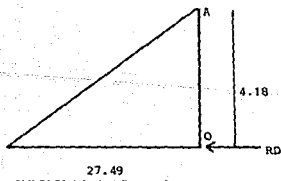
PROFUNDIDAD DE PENETRACION d .

$$d2 = dj + d1 = 1.00 + 4.18 = 5.18 \text{ mts}$$

$$d = 1.20 d2 = 1.20(5.18)$$

$$d = 6.22 \text{ mts}$$

OBTENCION DE LA FUERZA RD



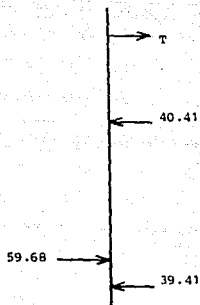
$$\sum M(A) = 0;$$

$$-\frac{1}{2} 0.53(4.18)^2 - \frac{1}{3} 27.49(4.18)^2 + 4.18 \text{ RD}$$

$$4.63 + 160.11 = 4.18 \text{ RD}$$

$$\text{RD} = 39.41 \text{ ton}$$

CALCULO DE LA FUERZA DE ANCLAJE.



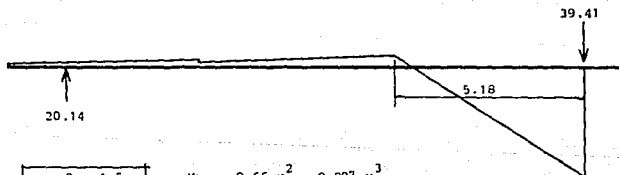
$$E_p = \frac{1}{2} (27.49 + 0.53) (4.18 + 0.08)$$

$$= 59.68 \text{ ton}$$

$$T = 40.41 + 39.41 - 59.68$$

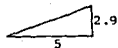
$$= 20.14 \text{ ton}$$

OBTENCION DE MOMENTOS



$$x = 0 - 1.5 \text{ m}$$

$$M_x = -0.66 x^2 - 0.097 x^3$$



$$y = \frac{2.9}{5} x = 0.58x$$

$$x = 1.5 - 5 \text{ m}$$

$$M_x = -0.097 x^3 - 0.66 x^2 + 20.14 x - 30.21$$

$$x = 5 - 10 \text{ m}$$

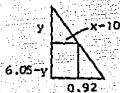
$$Mx = \frac{-0.087 (x-5)^3 - 1.07 (x-5)^2 - 0.66 x^2 + 12.89x}{-6.04}$$



$$y = \frac{2.59}{5} x = 0.52 x$$

$$x = 10 - 10.92 \text{ m}$$

$$Mx = \frac{1.10 (x-10)^3 - 3.03 (x-10)^2 - 17.49 x + 194.15}{-6.04}$$



$$y = \frac{6.05}{0.92} (x-10) = 6.58(x-10)$$

$$x = 10.92 - 15.10 \text{ m}$$

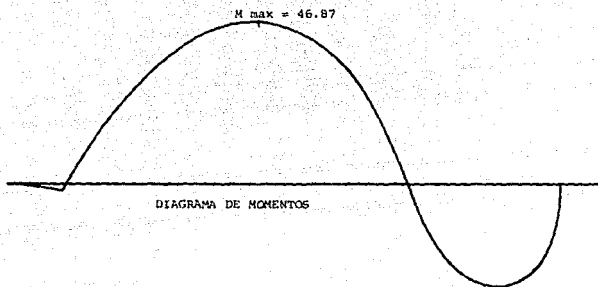
$$Mx = \frac{1.08 (x-10.92)^3 - 20.27 x + 222.84}{-6.04}$$



$$y = \frac{27.49}{4.26} (x-10.92) = 6.45(x-10.92)$$

Se tienen entonces los siguientes momentos para diferentes profundidades (ton mt):

M(1.00)	= - 0.76	
M(1.50)	= - 1.81	
M(2.00)	= + 6.65	
M(5.00)	= + 41.87	
M(6.00)	= + 46.38	
M(7.00)	= + 46.87	M max
M(8.00)	= + 42.86	
M(10.00)	= + 19.24	
M(10.92)	= + 1.45	
M(11.00)	= - 0.13	
M(12.00)	= - 19.04	
M(14.00)	= - 29.38	
M(15.18)	= - 1.37	



OBTENCION DEL MODULO DE SECCION.

$$Z = \frac{M \text{ max}}{f \text{ adm}}$$

Utilizando un acero con un esfuerzo admisible de 3,720 kg/cm², se tiene:

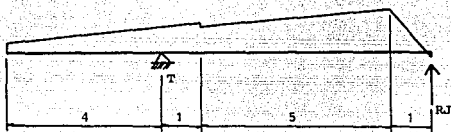
$$Z = \frac{46.87 \text{ ton mt}}{37200 \text{ ton/mt}^2} = 0.001260 \text{ m}^3$$

$$0.001260 \text{ m}^3 = 76.89 \text{ pulg}^3$$

Si se observa en las tablas de especificaciones de tablas de acero, se tiene que este valor sobrepasa al valor de la sección más resistente, por lo que es necesario aplicar la fuerza de anclaje a una profundidad mayor para reducir el M max.

2do. TANTEO (Fuerza de anclaje aplicada a 4.0 mts del - nivel de terreno natural).

CALCULO DE RJ.



$$\begin{aligned} \Sigma M(T) &= -\frac{1}{2} \cdot 1.32(4)^2 - \frac{1}{6} \cdot 2.32(4)^2 + \frac{1}{2} \cdot 1.32(6)^2 + \frac{1}{2} \cdot 2.32 + \frac{1}{3} \cdot 0.58 \\ &+ 2.14(5)(3.5) + \frac{1}{2} \cdot 2.59(5) \left(\frac{10}{3} + 1 \right) + \frac{1}{2} \cdot 6.05(0.92) \left(\frac{0.92}{3} + 6 \right) \\ &- \frac{1}{2} \cdot 0.53(0.08) \left(\frac{2}{3} \cdot 0.08 + 6.92 \right) - 7 RJ = 0 \end{aligned}$$

$$91.26 = 7 RJ; \quad RJ = 13.04 \text{ ton}$$

LOCALIZACION DE d1.

Análogamente como en el primer tanteo, se obtiene la ecuación:

$$1.096 d1^3 + 0.265 d1^2 - 13.04 d1 = 0$$

Por tanteos se obtiene que para:

$$\underline{d1 = 3.33} \quad -0.01 \approx 0$$

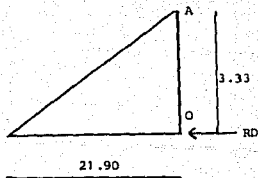
PROFUNDIDAD DE PENETRACION d .

$$d_2 = d_j + d_1 = 1.00 + 3.33 = 4.33 \text{ mts}$$

$$d = 1.20 d_2 = 1.20(4.33)$$

$$d = 5.19 \text{ mts} \approx 5.50 \text{ mts}$$

OBTENCION DE RD.



$$\sum M(A) = 0;$$

$$-\frac{1}{2} 0.53(3.33)^2 - \frac{1}{3} 21.90(3.33)^2 + 3.33 \text{ RD}$$

$$2.94 + 80.95 = 3.33 \text{ RD}$$

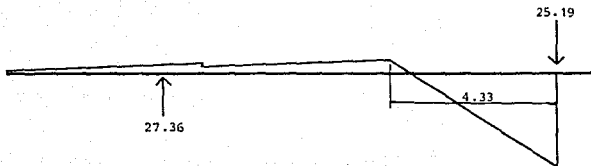
$$\text{RD} = 25.19 \text{ ton}$$

OBTENCION DE LA FUERZA DE ANCLAJE.

$$E_p = \frac{1}{2} (21.90 + 0.53) (3.33 + 0.08)$$

$$= 38.24 \text{ ton}$$

$$T = 40.41 + 25.19 - 38.24 = 27.36 \text{ ton}$$



$$x = 0 - 4 \text{ m}$$

$$Mx = -0.66 x^2 - 0.097 x^3$$

$$x = 4 - 5 \text{ m}$$

$$Mx = -0.097 x^3 - 0.66x^2 + 27.36 x - 109.44$$

$$x = 5 - 10 \text{ m}$$

$$Mx = -0.087 (x-5)^3 - 1.07 (x-5)^2 - 0.66 x^2 + 20.11x - 85.27$$

$$x = 10 - 10.92 \text{ m}$$

$$Mx = 1.10 (x-10)^3 - 3.03 (x-10)^2 - 10.27 x + 114.92$$

$$x = 10.92 - 14.33 \text{ m}$$

$$Mx = 1.10 (x-10.92)^3 - 13.05 x + 143.61$$

Se tienen entonces los siguientes momentos (ton mt):

$$M(1.00) = - 0.76$$

$$M(9.00) = + 19.57$$

$$M(4.00) = - 16.77$$

$$M(10.00) = + 12.21$$

$$M(4.50) = - 8.52$$

$$M(10.92) = + 1.06$$

$$M(5.00) = - 1.27$$

$$M(11.00) = + 0.06$$

$$M(6.00) = + 10.47$$

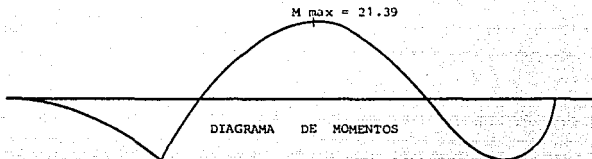
$$M(12.00) = - 11.60$$

$$M(7.00) = + 18.18$$

$$M(13.00) = - 16.14$$

$$M(8.00) = + 21.39 \text{ M max}$$

$$M(14.33) = 0.00$$



OBTENCION DEL MODULO DE SECCION.

$$Z = \frac{21.39 \text{ ton mt}}{37200 \text{ ton/mt}^2} = 0.000575 \text{ m}^3$$

$$0.000575 \text{ m}^3 = 35.09 \text{ pulg}^3$$

Puede utilizarse la sección MZ-32. Esta tiene un módulo de 38.30 pulg³.

$$38.30 > 35.09$$

RESULTADOS Y CONCLUSIONES

ABATIMIENTO DEL NAF.

Para abatir el nivel de agua freática, el sistema de pozos punta resulta ser el que mejores resultados puede tener, dado el grado de permeabilidad prevaeciente en el subsuelo a excavar y la profundidad del nivel freático.

De esta manera, se resumen los resultados obtenidos:

Método: Sistema de pozos punta en una etapa.

Profundidad abatida: 4.5 mts.

Descarga total: 16.53 lts/seg.

Número de pozos: 10.

Separación entre pozos: 10 mts. centro a centro.

Potencia de bombeo requerida: 21.52 HP (16.05 KW).

SISTEMA DE EXCAVACION.

La solución en cantiliver plantea la necesidad de hincar las tablestacas hasta un nivel demasiado profundo, atravesando el estrato de roca resistente. Esto implica tener que enfrentarse a serias dificultades para las manobras del hincado.

Se decide utilizar el sistema de tablestacas ancladas ya que se reduce considerablemente la profundidad de hincado con respecto al sistema en cantiliver, logrando también una disminución en el peso de las mismas.

Se analizaron dos diferentes profundidades para alorjar a la fuerza de anclaje, obteniéndose que para la de 4 metros se requiere aplicar una fuerza de anclaje mayor para soportar el empuje activo que ejerce el suelo sobre las tablestacas, pero se obtiene también una disminución con--

siderable en el momento flexionante generado en el cuerpo de las tablestacas, por lo que se elige como la mejor solución. Se empleó para su diseño el método del Soporte de Tierra Fijo para evitar cualquier posible filtración.

Para esta alternativa se obtuvieron los siguientes resultados:

Longitud total de las tablestacas: 15.50 mts.
Profundidad debajo del nivel de excavación: 5.50 mts.
Fuerza de anclaje: 27.36 ton. aplicada a 4.0 mts. de
bajo del nivel de terreno natural.
Momento máximo: 21.39 ton. mt.
Módulo de sección: 35.09 pulg³.
Sección tipo: MZ-32.

BIBLIOGRAFIA

- Bowles Joseph. *Foundation, Analysis and Design*. Ed. Mc Graw Hill Book Co., 1973.
- Brinton Carson. *General excavation methods*. Ed. Mc Graw Hill - Book Co., 1961.
- Cabrera Beck. *Tesis: Analisis de los deslizamientos en taludes*. Universidad Anáhuac, 1982.
- Casagrande Leo. *Electro-osmosis in soils*. Geotechnique (Londres) Vol 1, 1949.
- Domínguez Medina. *Tesis: Métodos y sistemas de excavación en edificación*. Universidad Nacional Autónoma de México, 1980.
- Gordon Fletcher. *Estudios de suelos y cimentaciones en la industria de la construcción*. Ed. Limusa, 1982.
- Harr Milton. *Groundwater and seepage*. Ed. Mc Graw Hill Book Co. New York, 1962.
- Juárez Badillo - Rico Rodríguez. *Mecánica de suelos. Tomo I: Fundamentos de la mecánica de suelos*. Ed. Limusa, 1985.
- Juárez Badillo - Rico Rodríguez. *Mecánica de suelos. Tomo II: Aplicaciones de la mecánica de suelos*. Ed. Limusa, 1983.
- Jumikis A.R. *Foundation Engineering*. Ed. Van Nostrand. Princeton, N.J., 1969.
- Jumikis A.R. *Mechanics of soils*. Ed. Van Nostrand. Princeton N.J., 1964.

- Jumikis A.R.. *Soil Mechanics*. Ed. Van Nostrand. Princeton, N. J., 1962.
- Jumikis A.R.. *Theoretical Soil Mechanics*. Ed. Van Nostrand. Princeton, N.J., 1964.
- Lambe T.W. - Whitman R.V. *Soil Mechanics*. Ed. John Wiley, - 1969.
- Leet - Judson. *Fundamentos de Geología Física*. Ed. Limusa, 1986.
- Leonards G.A.. *Foundation Engineering*. Ed. Mc Graw Hill Book, Co. New York, 1962.
- Mansur Charles - Kaufman Robert. *De-watering in foundation engineering*. Ed. Mc Graw Hill Book, Co. New York, 1962.
- Peck - Hanson - Thornburn. *Ingeniería de cimentaciones*. Ed. Limusa, 1982.
- Rico A. - Del Castillo H. *La ingeniería de suelos en las vías terrestres*. Vol.1 Ed. Limusa, 1976.
- Rowe P.W.. *Sheet Pile Walls in Clay*. Civil Engineering Institute. Londres, 1952.
- Sowers B. - Sowers F.. *Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones*. Ed. Limusa, 1975.
- Taylor D.W. *Fundamentals of Soil Mechanics*. Ed. John Wiley and Sons, 1956.
- Teng W.C. *Foundation Design*. Ed. Prentice Hall. Englewood, N.J., 1962.
- Terzaghi K. - Peck R.. *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*. Ed. El Ateneo, 1980.
- Terzaghi K.. *Anchored Bulkheads*. American Society of Civil Engineers, 1954.

- Terzaghi K.. *Theoretical Soil Mechanics*. Ed. John Wiley and Sons. New York, 1943. -
- Tschebotarioff G.. *Foundations, Retaining and Earth Structures*. - Ed. Mc Graw Hill Book Co., 1973. -
- Winterkorn Hans. *Foundation Engineering Handbook*. Ed. Van Nostrand, 1975. -