

**FACULTAD DE CIENCIAS MATEMATICAS Y FISICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

CURSO DE ORIENTACION DE ESTRUCTURAS

MATERIA: CIMENTACIONES

**TEMA:
EXCAVACIONES PROFUNDAS**

ELABORADO POR:

MANUEL ARTURO GUEVARA ANZULES.

DIRIGIDO POR:

ING. MANUEL SIERRA ALVARADO.

**2008 – 2009
GUAYAQUIL - ECUADOR**

CONTENIDO	PAG.
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	4
CAPÍTULO II. ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES PROFUNDAS	
2.1 Estabilidad del Fondo de Excavación	4
2.1.1 Falla de Fondo por Corte	4
2.1.2 Falla de Fondo por Expansión	6
2.1.3 Falla de Fondo por Subpresión	7
2.1.3.1 Efectos de asentamiento producidos por el abatimiento del nivel freático	8
2.2 Estabilidad de la pared de Excavación	9
2.2.1 Altura Crítica	9
2.2.2 Altura de seguridad en corte vertical	10
2.2.3 Altura de seguridad en corte inclinado sin entibación	10
CAPÍTULO III. ALTERNATIVAS DE CONTENCIÓN PARA EXCAVACIONES VERTICALES	
3.1 Muro Milán	12
3.1.1 Generalidades	12
3.1.2 Control del Flujo de Agua	12
3.1.3 Sistema de Apuntalamiento	12
3.1.4 Diagrama Aparente de Presiones	13
3.1.5 Mecanismos de Falla	13
3.1.6 Estimación de las deformaciones	15
3.1.7 Bases del Diseño Estructural	15
3.2 Muros Tablestacas	15
3.2.1 Generalidades	15
3.2.2 Muros Tablestaca en Cantiléver.- Suelos Friccionantes	16
3.2.3 Muros Tablestaca en Cantiléver.- Suelos Cohesivos	19
3.2.4 Muros Tablestaca Anclada.- Métodos de Diseño	20
3.2.5 Estabilidad General	23
3.3 Cortes Apuntalados	24
3.3.1 Generalidades	24
3.3.2 Envoltente de Presión en Cortes Apuntalados	25
3.3.3 Limitaciones de la Envoltente de Presión	26
3.3.4 Diseño de los diversos componentes de un Corte Apuntalado	26
CAPÍTULO IV. EXCAVACIONES CON TALUDES	
4.1 Definiciones Previas	28
4.2 Definición de Estabilidad	28
4.3 Deslizamientos	28
4.3.1 Deslizamientos Superficiales	28
4.3.2 Movimiento del cuerpo del talud	29
4.3.2.1 Falla Rotacional	29
4.3.2.2 Falla Traslacional	29
4.3.3 Flujos	30
4.3.4 Falla por Licuación	30
4.4 Análisis de un talud de excavación practicado en arcillas blandas saturadas	30
4.5 Esquemas de estabilización de taludes y deslizamientos en excavaciones	32
CAPÍTULO V. SISTEMAS DE ABATIMIENTO DEL NIVEL FRATICO EN EXCAVACIONES	
5.1 Generalidades	33
5.2 El flujo de agua en el suelo	33
5.2.1 Permeabilidad en los suelos	33
5.2.2 Redes de flujo	34
5.2.3 Análisis de pozos	37

5.2.4 Flujo de agua en las excavaciones	37
5.3 Extracción de agua en los suelos	37
5.3.1 Extracción de agua en suelos arenosos	37
5.3.2 Extracción de agua en suelos finos	39
5.4 Diseño del sistema de bombeo	39
5.4.2 Diseño del sistema de bombeo	41
5.4.3 Diagrama de Operación de Bombas	42
5.4.4 Tuberías y arreglos de equipos	42
5.5 Electroósmosis	43
5.5.1 Introducción	43
5.5.2 Aplicaciones	43
 CAPÍTULO VI PROCESOS CONSTRUCTIVOS DE LAS ALTERNATIVAS DE CONTENCIÓN EN EXCAVACIONES VERTICALES	
6.1 Medidas preliminares	44
6.2 Procedimientos generales	44
6.3 Sistema de contención Rígido	45
6.3.1 Muro Milán	45
6.3.1.1 Descripción del proceso constructivo	45
6.3.1.2 Recomendaciones para el proceso constructivo	46
6.3.1.3 Zanjas guías y brocales	46
6.3.1.4 Excavación de zanja	47
6.3.1.5 Colocación de juntas	48
6.3.1.6 Limpieza del fondo	48
6.3.1.7 Colocación de la armadura	48
6.3.1.8 Hormigonado	49
6.3.1.9 Extracción de las juntas	49
6.3.1.10 Equipos requeridos para la construcción de Muros Milán	49
6.4 Sistema de contención Flexible	50
6.4.1 Muros Tablestaca	50
6.4.2 Cortes Apuntalados	51
6.4.2.1 Proceso constructivo de apuntalamiento de excavaciones poco profundas	52
6.4.2.2 Proceso constructivo de apuntalamiento de excavaciones profundas	52
6.5 Seguridad en excavaciones profundas	53
6.5.1 Generalidades	53
6.5.2 Riesgos	53
6.5.3 Causas de accidentes	53
6.5.4 Medidas de seguridad para impedir derrumbamientos	54
6.5.4.1 Inspección	54
6.5.4.2 Edificios contiguos	54
6.5.4.3 Orillas	54
6.5.4.4 Vehículos	54
6.5.4.5 Accesos	55
6.5.4.6 Iluminación	55
6.5.5 Líneas subterráneos de servicios básicos	55
6.5.5.1 Cables eléctricos	55
6.5.5.2 Otros servicios	55
6.5.6 Medidas a adoptar durante la realización de las excavaciones	56
 CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES	57
BIBLIOGRAFÍA GENERAL	58

CAPITULO I INTRODUCCION

Las excavaciones profundas se realizan con mucha frecuencia para desplantar cimentaciones sobre todo en zonas urbanas debido a la escasez de espacio, por lo cual la construcción bajo cota de terreno natural ha cobrado gran importancia.

En la actualidad, las edificaciones cuentan con la construcción de ciertos niveles de sótanos que pueden tener profundidades variables, generalmente por necesidades arquitectónicas, por optimización de espacios o por soluciones geotécnicas.

En la mayoría de los edificios modernos de nuestra ciudad, debido a la problemática de búsquedas de lugares utilizables, para sótanos de parqueos, observamos este tipo de obras. Por esta razón en este tipo de trabajos, es fundamental determinar métodos de excavación adecuados y sistemas seguros de sostenimiento, para proteger las paredes de excavación, evitando posibles fallas en edificios adyacentes.

En general, cuando empieza una nueva estructura a edificarse y si esta requiere una excavación profunda para su cimentación, es estrictamente necesario estudiar bajo qué condiciones se realizaran los trabajos de excavación, ya que la misma podría causar pérdida de capacidad de carga, asentamientos, movimientos laterales en edificaciones colindantes, etc. Por esto es obligatorio determinar soluciones accesibles para realizar trabajos de excavaciones seguros y económicos.

En este trabajo se presentara las causas y factores que influyen en la estabilidad general de las excavaciones, tales como la estabilidad de paredes y la estabilidad del fondo de una excavación mediante un análisis geotécnico para encontrar alternativas de contención de suelos pudiendo ser estos flexibles o rígidos, además de establecer, en cada caso, un proceso constructivo bajo un adecuado sistema de seguridad o prevención de accidentes.

Nuestro objetivo es presentar los aspectos generales que se deben considerar al momento de realizar trabajos de excavación así como también métodos de diseño aplicando conceptos y criterios de la Mecánica de Suelos y la Geología aplicada, permitiendo evaluar alternativas y sistemas constructivos adecuados.

CAPITULO II ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES PROFUNDAS

2.1 Estabilidad del fondo de Excavación

Conceptualmente los trabajos de excavación se refieren al proceso de desalojo de tierras para cimentaciones cuando por necesidad arquitectónica o condiciones geotécnicas así lo requieran.

Las pruebas de laboratorio deben conducir a la determinación de los parámetros significativos del comportamiento mecánico de los suelos. Es necesario realizar un análisis geotécnico, para predecir el comportamiento del suelo ante las cargas de tipo estático y sollicitaciones dinámicas así como estimar el factor de seguridad a corto y largo plazo. Por ejemplo, considérese el realizar una excavación en un potente estrato de arcilla. En este caso, si las condiciones del suelo facilitan el fenómeno, se inducirán expansiones en la masa del suelo por la descarga efectuada y, por ello, la resistencia al esfuerzo cortante tenderá a disminuir con el tiempo. La condición crítica del suelo estará en los momentos finales del proceso de expansión, que corresponderá a etapas avanzadas de la vida de la obra. La prueba lenta o rápida-consolidada seria las recomendables para la representación de esta situación.

Para emitir criterio para la estabilidad estática de las excavaciones, es necesario estimar la profundidad real de desplante de la estructura para analizar los diferentes tipos de fallas implicados al realizar una excavación. En la estabilidad de una excavación se analizan las fallas en las paredes o cortes verticales y las fallas de fondo de la excavación. Las fallas de fondo en una excavación se pueden presentar de tres maneras: por capacidad de carga o corte en el fondo de la excavación, por expansión debido a liberación de esfuerzos de suelo y por subpresión teniendo la presencia del agua en el fondo de la excavación

2.1.1 Falla por Corte

La Falla de Fondo por Esfuerzos Cortantes, se presenta en arcillas blandas y saturadas, manifestándose como un levantamiento brusco del fondo provocado por el desalojo del material simultáneamente con el hundimiento repentino de la superficie del terreno aledaño a la excavación lo que podría ocasionar el colapso de las paredes de la excavación o del sistema de soporte lateral si este existiera. En excavaciones

profundas, es común el uso de concreto colado (Muro Milán) o de tablestacas de acero, cuyo extremo inferior se empotra hasta alguna profundidad bajo el nivel del fondo de la excavación, antes de iniciar los trabajos de extracción de tierra. Esta práctica tiene el objetivo de aumentar el factor de seguridad ante la falla. La rigidez estructural del muro

Introduce dos acciones favorables ante la falla del suelo en el que se empotra el muro: Aquella producida por el momento resistente del muro y la otra por la fricción que se desarrolla entre el muro y el suelo. La capacidad de carga es la presión última o de falla por corte del suelo y se determina utilizando las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos.

En suelos cohesivos (arcilla, arcilla limosa y limo-arcillosa), se empleará un ángulo de fricción interna igual a cero.

En suelos friccionantes (gravas, arenas y gravas-arenosas), se empleará una cohesión (c) igual a cero.

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

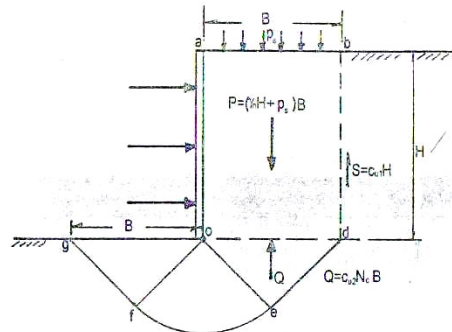
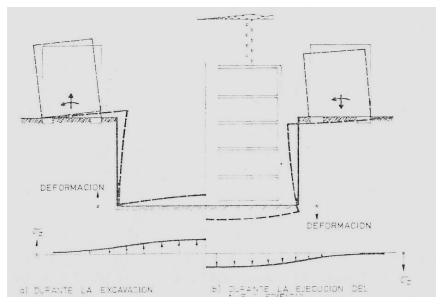
$$pv + \Sigma qFC < cu NcFR \text{ donde}$$

cu es la cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no consolidadas no-drenadas (UU);

Nc es el coeficiente de capacidad de carga definido y que depende de la geometría de la excavación. En este caso, B será el ancho de la excavación, L su longitud y D su profundidad. Se tomará en cuenta además que este coeficiente puede ser afectado por el procedimiento constructivo;

pv es la presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación;

ΣqFC son las sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga; y FR se tomará igual a 0.7



Para analizar la condición crítica en la que ocurre este tipo de falla, Terzaghi propuso un mecanismo de falla de fondo de excavaciones adernadas en arcilla saturada que considera que la porción adyacente de suelo que desciende en el momento que se produce el levantamiento del fondo de la excavación tiene como base un porcentaje del ancho B de la excavación, cuando la base de la excavación es bastante extensa, produciéndose en esta porción de suelo fuerzas de corte vertical que tratan de evitar el desplazamiento descendente de la masa de suelo adyacente a la pared de la excavación.

De este mecanismo se propuso el siguiente factor de seguridad que se expresa por la relación entre los momentos, respecto al eje que pasa por uno de los vértices del fondo de la excavación, de las fuerzas resistentes, M_r , que se oponen al deslizamiento, y el de las fuerzas actuantes, M_a , que tienden a producirlo esta relación esta dada por:

$$FS_b = \frac{M_r}{M_a} = \frac{M_q + M_s}{M_p} = \frac{0.5QB + SB}{0.5PB} = \frac{Q + 2S}{P}$$

Expresando esta ecuación en términos de esfuerzos

$$FS_b = \frac{5.14c_{u2} + 2c_{u1} \frac{H}{B}}{\gamma_n H + p_s}$$

Esta ecuación permite tomar la variación de la resistencia al corte de la arcilla con la profundidad, cuando se tiene variaciones significativas. Pero si se tiene una arcilla considerablemente homogénea la ecuación sería:

$$FS_b = \frac{5.14 \left(1 + 0.389 \frac{H}{B} \right) c_u}{\gamma_n H + p_s}$$

2.1.2 Falla de fondo por Expansión

Por otra parte, podemos verificar la Falla de Fondo por Expansión (Bufamiento), la cual se puede presentar en todo tipo de suelo, pasando inadvertida en los suelos no plásticos, sin embargo en zonas cuyos suelos corresponden a arcillas blandas, altamente compresibles y expansibles, el fenómeno se advierte a simple vista por lo general en el comportamiento de cimentaciones compensadas, al observarse asentamientos causados por la recuperación de las expansiones generadas durante el proceso de excavación y colado del cajón de cimentación en aquel caso.

Este tipo de falla, presenta dos componentes:

- La expansión inmediata p_i , la cual ocurre simultáneamente con el decremento de la presión vertical total, sobre el plano del fondo, al retirar la tierra excavada. El suelo bajo el fondo, sufre cambios de volumen despreciables, comportándose como un material elástico confinado.
- La expansión lenta p_l , se desarrolla gradualmente en el tiempo, acompañada del aumento del volumen de la arcilla y de absorción de agua, causados por un decremento de la presión vertical intergranular en la masa del suelo bajo el fondo de la excavación.

Estas componentes, sumadas, dan como resultado la expansión total p_t .

Podríamos decir que, al construirse una cimentación compensada, cuyo peso agregado al de la estructura sea igual al de la tierra excavada, el asentamiento por recuperación p_r , será igual a la expansión total previa p_t , lo cual se expresa por la siguiente expresión:

$$p_r = p_t = p_i + p_l$$

Por otra parte, el abatimiento del nivel freático hasta el fondo de la excavación, genera flujo de agua hacia el interior de la misma, lo que provoca fuerzas de filtración ascendentes las cuales a su vez inducen esfuerzos ascendentes sobre las partículas de arcilla subyacente al fondo, disminuyendo así la presión intergranular vertical y contribuyendo con ello a la expansión volumétrica de la arcilla.

El Factor de seguridad contra la Falla de Fondo o Bufamiento, depende de algunas variables como: profundidad, ancho, longitud de excavación, sobrecarga, distancia del fondo de excavación al estrato resistente, resistencia de los suelos adyacentes y bajo el nivel de excavación.

Considerando las características de un proyecto, para la condición de excavación total, se debe determinar un factor de seguridad contra la Falla de Fondo o Bufamiento del orden de 1,6.

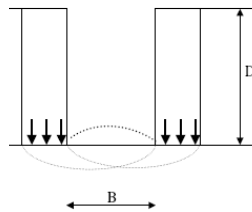
Debe indicarse que este factor deberá revisarse luego de diseñado el proyecto, además de la metodología de excavación que emplee el constructor, que puede ser total o parcial.

Por otra parte, las excavaciones que se realizan para sótanos trae consigo la subpresión completa de las presiones verticales que originalmente actuaban sobre el suelo al nivel de la cota de fundación, como consecuencia, el fondo de la excavación se levanta, es decir, asciende. Luego, con el progreso de la construcción, las presiones transmitidas por el edificio igualan y generalmente terminan por sobrepasar las presiones originales ejercidas por el suelo excavado, de modo que el levantamiento desaparece y el edificio

se asienta. Si el edificio tiene un peso mayor que el del suelo excavado el asentamiento pasó por dos periodos:

- 1.- El primero dura hasta que la presión unitaria en la cota de fundación de la losa de cimentación, se hace igual a la presión original que ejercía e peso de suelo excavado.
- 2.- El segundo empieza en el momento en que esta presión es excedida. Las del primer periodo pueden ser muy distintas.

Al terminar el primer periodo, cuando la carga del edificio es igual al peso del material excavado, el asentamiento es igual o ligeramente superior al levantamiento que ha experimentado el fondo, que comúnmente es muy pequeño. Si la carga total que el edificio terminado transmite al suelo no alcanza un valor mayor, el asentamiento se detiene poco después de terminada la construcción. Se ha mencionado ya que este fenómeno se ha utilizado desde hace mucho tiempo en el proyecto de edificio **en suelos blandos**.



2.1.3 Falla de fondo por Subpresión

Para un análisis completo de excavación, es necesario considerar la Falla por Subpresión causada por la presión hidrostática que podría producir levantamiento del fondo de la excavación, y perder empuje pasivo en el empotramiento de los sistemas de retención.

Para descartar este tipo de falla es indispensable el abatimiento del nivel freático controlando la diferencia de presiones. Es importante también realizar una observación de la presión hidráulica en el caso de la presencia de estratos permeables y semipermeables cercanos a la capa del fondo de la excavación, dando así una mayor seguridad al fondo de la excavación ante la Falla por Subpresión.

Para que el fondo de la excavación no se levante debido a la diferencia de presiones hidráulicas, se debe cumplir que la presión total en la superficie de contacto con el estrato siguiente de la capa donde se encuentra de fondo de la excavación sin considerar la presión del suelo excavado, sea mayor a la presión del agua, afectado por un factor de seguridad de 1,5.

$$\frac{P_T - P_{Ex}}{1,50} > P_{Ll}$$

Con la presión necesaria para no producir levantamientos en el fondo de la excavación, podemos determinar el nuevo nivel freático sabiendo que $P = \gamma \times h$ y proceder con la operación de abatimiento.

En el caso de excavaciones en suelos sin cohesión, se analizará en su caso la estabilidad del fondo de la excavación por flujo del agua. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Cuando una excavación se realiza en una capa impermeable, la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, deberá considerarse que la presión del agua en este estrato puede levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo h_i del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a:

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

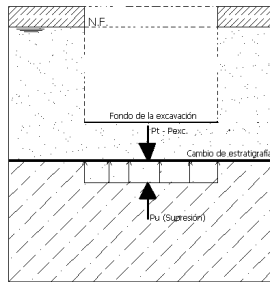
Donde:

h_w es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable;

γ_w es el peso volumétrico del agua; y

γ_m es el peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor resulte insuficiente para asegurar la estabilidad con un amplio margen de seguridad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de bombeo.



2.1.3.1 Efectos de asentamientos producidos por abatimiento del nivel freático.

Debemos tomar en cuenta que en la operación de abatimiento del nivel freático produce un aumento en el peso efectivo del material, debido al aumento del peso del suelo sumergido con respecto del suelo húmedo que causa un aumento de presión efectiva bajo todos los niveles de la posición original del nivel freático y esto produce deformaciones.

Los desalojamientos originados producen un asentamiento de la superficie del terreno que es aproximadamente proporcional al descenso del nivel freático.

Se debe considerar que el efecto del abatimiento del nivel freático es diferente en suelos arenoso como en suelos arcillas, y se debe tener la precaución necesaria para corregir dicho efecto.

Efectos del abatimiento del nivel freático en arenas

Se considera a la arena aun relativamente suelta, un material incompresible, pero en el caso que la arena esta extremadamente suelta existe la posibilidad de un asentamiento importante.

Por otra parte un solo aumento de la presión efectiva en una masa de arena no produce ordinariamente asentamientos significativos, pero las fluctuaciones de nivel freático pueden producir grande asentamientos, debido a que la deformación de la arena aumenta perceptiblemente con cada aplicación de carga.

En varios casos han ocurrido grandes asentamientos en excavaciones drenadas en arena, debido a que se permite la formación de manantiales en o cerca de la excavación, ésta agua acumulada puede acarrear el material dentro de la excavación, pudiendo formar un túnel por debajo de algún estrato cohesivo, en el caso de que dicho túnel sea lo suficiente mente grande puede sufrir el colapso de su techo, y la superficie del terreno sobre dicho túnel se asienta.

Efectos del abatimiento del nivel freático en estratos de arcillas

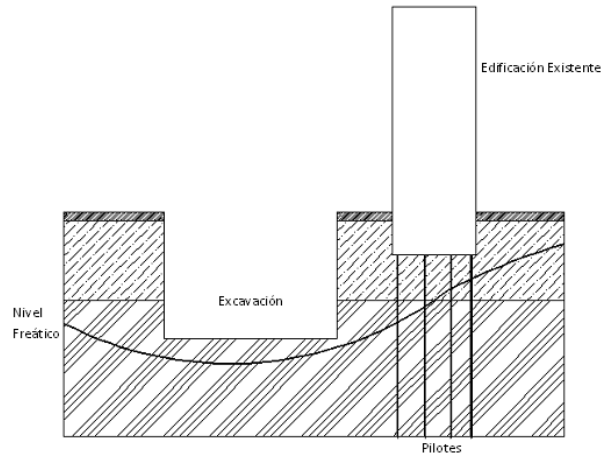
EL abatimiento del nivel freático dentro o arriba en arcillas, aumenta en último instancia la presión intergranular al igual que la arena. Debido a la elevada compresibilidad de la arcilla, los asentamientos pueden ser demasiados considerables.

El proceso de consolidación que produce el abatimiento del nivel freático, puede requerir un considerable tiempo hasta producir el asentamiento total.

Los asentamientos en las arcillas más impermeables pueden no ser excesivos, durante un tiempo corto que puede durar la excavación, pero en el caso de la turba y el limo orgánico puede ocurrir muy rápidamente.

Efectos del abatimiento del nivel freático en edificaciones adyacentes.

Un aspecto de mucha importancia cuando se realiza el abatimiento del nivel freático para una excavación consiste en considerar precauciones especiales con las edificaciones que se encuentran en los alrededores del nuevo proyecto, aún cuando el edificio adyacente está apoyado sobre pilotes como lo muestra la gráfica, este caso muy particular, se podría suscitar en la ciudad de Guayaquil debido a las características del suelo.



Como ya se indicó anteriormente, el abatimiento de nivel freático produce un aumento de peso y por lo tanto una consolidación, que por efectos del suelo es transmitido a los pilotes ocasionando en los pilotes y en la estructura una consolidación negativa.

Es de mucha importancia tener un proceso de abatimiento adecuado para no producir daños a edificaciones vecinas.

2.2 Estabilidad de la pared de Excavación

Al estudiar la estabilidad de la pared de excavación, cuando no se dispone de suficiente espacio alrededor de una excavación para alojar un talud y al ejecutarse un corte vertical, aparecerán fuerzas producidas por el empuje lateral de la tierra contenida. Dichas fuerzas deberán ser calculadas para determinar el sistema de apuntalamiento, usando los modelos de Rankine cuyos parámetros varían de acuerdo a la estratigrafía del suelo. El análisis de estabilidad de la pared de excavación también implica determinar la altura crítica en la cual es posible excavar sin necesidad de un sistema de retención de suelo. Por otra parte, el factor de seguridad para un mecanismo de falla rotacional, bajo la condición no drenada sería del orden de 1.5 (sin sobrecarga) y 1.20 bajo la acción 1T/m^2 de sobrecarga debido a la maquinaria y equipos.

En la construcción se estudia la posibilidad de ejecutar excavaciones poco profundas sin estructuras de contención **en suelos blandos**

La inclinación dependerá de:

- *Tipo y carácter del suelo*
- *Profundidad de la excavación*
- *Duración de la excavación.*
- *Clima*

2.2.1 Altura crítica (Hc)

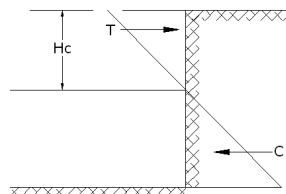
Es la altura donde se produce el equilibrio entre fuerza de empuje (compresión) y fuerza resistente de la cohesión (tracción).

Si $E_a = 0$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a} + qHK_a = 0$$

Si $q=0$

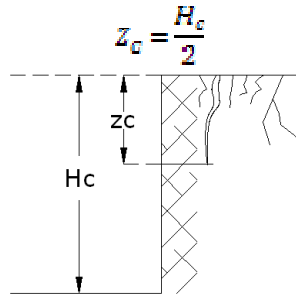
$$H_c = \frac{4c}{\gamma K_a} = \frac{4c\sqrt{N\phi}}{\gamma} \text{ pero } q_u = 2c\sqrt{N\phi}$$



$$\text{Por lo tanto, } H_c = \frac{2q_u}{\gamma}$$

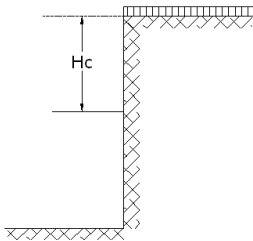
2.2.2 Altura de Seguridad en corte vertical

Según Terzaghi $Z_c < H_c / 2$, por esto propuso corregir la expresión teórica anterior, considerando conservadoramente:



$$H_c = \frac{2q_u}{\gamma} - \frac{H_c}{2} = \frac{4q_u}{3\gamma} = 1.3 \frac{q_u}{\gamma}$$

Si existe sobrecarga



$$q \Rightarrow H_c = \frac{2(q_u - q)}{\gamma} \text{ Válida también para Suelo estratificado.}$$

Altura de seguridad corresponde a la altura de $H_s = H_c / FS$ excavación conservadora por considerar un FS, según:

Importancia de la obra

Representatividad de los datos del diseño

El valor de la altura de seguridad será:

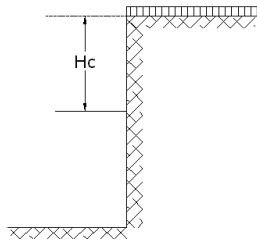
El valor de FS utilizado en estos casos es de 2 ó 3

2.2.3 Altura de Seguridad en corte Inclinado sin entibación

La inclinación del talud no influye apreciablemente en la ubicación del plano de falla, esto si el ángulo β que forma el talud con la vertical cumple:

$$\tan \beta < 1 / 2 \tan (\pi / 4 + \phi / 2) \text{ (Graulx)}$$

El ángulo de falla es: $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$



$$q \Rightarrow H_c = \frac{2(qu-q)}{\gamma} \text{ Válida también para Suelo estratificado.}$$

Altura de seguridad corresponde a la altura de $H_s = H_c / FS$ excavación conservadora por considerar un FS, según:

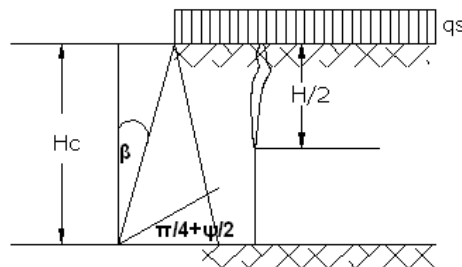
Importancia de la obra

Representatividad de los datos del diseño

El valor de la altura de seguridad será:

El valor de FS utilizado en estos casos es de 2 ó 3

El ángulo de falla es: $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$



$$H_c = \frac{8}{3} * \frac{c - \frac{qs}{2} \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \right) - 2g\beta}{\gamma \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - \frac{4}{3} \tan \beta \right)}$$

$$H_s = H_c / FS$$

Si en un proyecto en cuyo lindero existe una edificación, ésta se afectaría con la excavación del futuro proyecto, lo que implica sistemas de retención que limiten las deformaciones laterales y horizontales hacia la excavación, ya que existe una relación entre los factores de seguridad contra la falla de fondo y las deformaciones. Según los resultados de las investigaciones, con un factor de 1,6 se esperarían deformaciones laterales del 1% de la altura de la excavación.

Además, la rapidez en colocación del tipo de retención, la cantidad y niveles de apuntalamiento influirán en las magnitudes de las deformaciones laterales y verticales, que experimente el suelo aledaño a la excavación. Por este motivo los diagramas de esfuerzo deben ser considerados durante la etapa de construcción así como para el diseño de los elementos de un sistema de construcción, sea este rígido o flexible.

CAPITULO III

ALTERNATIVAS DE CONTENCIÓN PARA EXCAVACIONES VERTICALES

3.1 Muro Milán

3.1.1 Generalidades

En el diseño de un muro diafragma o muro Milán, es fundamental conocer la respuesta del suelo ante los cambios provocados por la excavación, ya que ésta origina un alivio de los esfuerzos totales, por la remoción de suelo y agua, cuyo resultado es el movimiento de la masa de suelo, por lo que el diseño se debe concentrar en el control y mitigación de las deformaciones inducidas. El control de estos movimientos es importante ya que su magnitud puede dañar a estructuras adyacentes o a los servicios públicos.

La respuesta del suelo está influenciada principalmente por los siguientes factores: (1) Dimensiones de la excavación; (2) propiedades de los suelos; (3) control y abatimiento de nivel freático; (4) proceso y secuencia constructiva; (5) tipo de soporte y apuntalamiento; (6) cercanía de edificios y de servicios públicos; (6) sobrecargas temporales. Por simple lógica se puede advertir, que cuanto más grande es la excavación mayor es el alivio de los esfuerzos totales y por lo tanto mayores los movimientos del suelo. En el caso extremo, una excavación profunda débilmente soportada puede originar una falla general por esfuerzo cortante de los suelos

El tiempo que dure una excavación abierta y más si ésta tiene control de los niveles de agua, afecta de manera directa a las propiedades del suelo. Si suponemos una excavación que pudiera realizarse de forma instantánea, los esfuerzos y deformaciones que experimentaría el suelo serían en una condición de no flujo de agua, sería una condición no drenada. Por el contrario, si la misma excavación se realizara en un tiempo infinito, los esfuerzos y deformaciones en el suelo ocurrirían con flujo de agua, por lo que la excavación se realizaría en una condición drenada. En general los procesos de excavación se realizan en un tiempo finito que representan una condición parcialmente drenada. De manera práctica se puede aponer que excavaciones en suelos cohesivos se pueden considerar que responden a un comportamiento no drenado; con el mismo criterio se puede suponer que excavaciones que se realicen en suelos granulares responden a un comportamiento drenado.

3.1.2 Control del Flujo de Agua

Si en una excavación el nivel de aguas freáticas se mantiene sin cambio, el agua contribuye con su empuje sobre la pantalla en los esfuerzos totales; por el contrario, el control o abatimiento del nivel de agua producirá un incremento en los esfuerzos efectivos y consolidación del suelo y por lo tanto originará asentamientos. Los esfuerzos que actúan sobre la pantalla se deben estimar separando los componentes efectivos y neutrales.

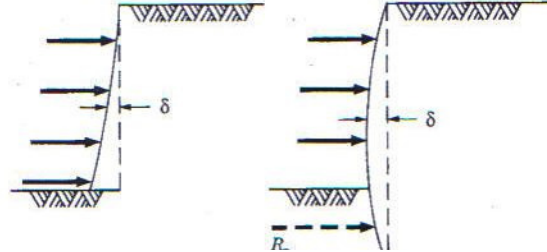
En principio el muro Milán es impermeable, por lo que no existe flujo de agua a través de su sección transversal; en la práctica, debido en muchos casos al deficiente procedimiento constructivo, la alta permeabilidad de la pantalla produce un abatimiento del nivel de agua exterior originando asentamientos; el análisis del flujo de agua bajo una condición bidimensional puede estimar el gasto y el asentamiento producido alrededor de la excavación.

3.1.3 Sistema de Apuntalamiento

Los muros Milán se pueden anclar o apuntalar; en cualquiera de los dos casos el método de diseño es similar. Para los apuntalamientos se utiliza normalmente tubería de acero acunada adecuadamente contra el muro; si el ancho del claro de excavación que se quiere librar es muy grande como puntales se utilizan vigas en celosía; en algunos si la excavación lo permite los puntales se acunán contra la estructura.

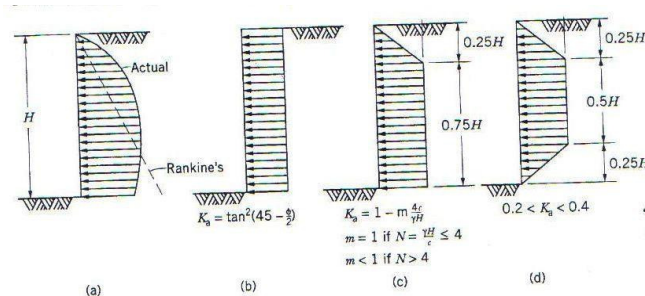
3.1.4 Diagrama Aparente de Presiones

Los diagramas de presiones aparentes representan la distribución de cargas que actúan sobre el muro Milán, a causa de los movimientos que experimenta durante su construcción las presiones que se desarrollan son diferentes a las mostradas para el caso de las tablestacas.



El proceso constructivo seguido permite el desarrollo de los movimientos del terreno antes y después de la colocación de los puntales, así cuando la excavación se inicia se permite un ligero movimiento del muro hacia el interior de la excavación; al colocar el primer puntal, se provoca una reducción de la deformación del muro. La excavación continua provocando el desplazamiento del muro y una parte de la deformación se restituye al colocar el siguiente puntal. El proceso continua hasta llegar al fondo de la excavación con lo que le movimiento total acumulado se refleja en el desarrollo de un diagrama de presiones diferente de los antes expuesto. En la figura anterior se observa la deformación que ocurre en el muro.

En la figura a continuación se presentan los diagramas de presiones aparentes recomendados para diseño en varios tipos de suelo. Existen otras distribuciones como las propuestas por Thebotarioff (1973) y Tamez (2001). La distribución (a) representa el diagrama lateral de presiones; (b) es para arenas; (c) y (d) para arcillas



3.1.5 Mecanismos de Falla

Falla de Fondo de la excavación

Si el abatimiento del nivel freático es insuficiente para evitar el flujo de agua hacia la excavación, las fuerzas de filtración pueden provocar inestabilidad del fondo. Las condiciones que se deben satisfacer se presentan en la figura a continuación. El Factor de seguridad no debe ser menor que 2.

En suelos sin cohesión la estabilidad es independiente de la geometría de la excavación.

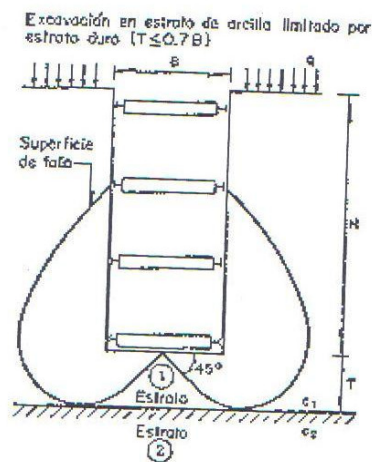
El factor de seguridad contra el levantamiento es:

$$FS = \frac{N_c C}{\gamma H + q}$$

Donde:

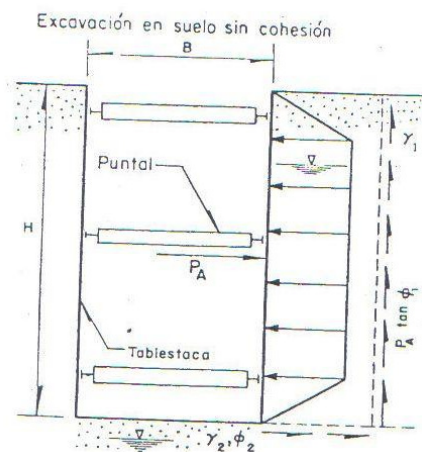
$$H_1 > \frac{2 B}{3 \sqrt{2}} \quad P'_H = 0.7 (\gamma H B - 1.4 c H - \pi c B)$$

$$H_1 < \frac{2 B}{3 \sqrt{2}} \quad P'_H = 1.5 H_1 \left(\gamma H B - \frac{1.4 c H}{B} - \pi c \right)$$



El factor de seguridad contra el levantamiento del fondo se estima como:

$$FS = 2N_y \frac{\gamma_2}{\gamma_1} K_a \tan \phi$$

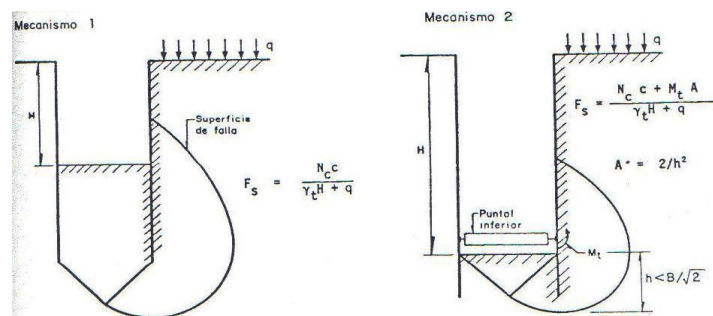


Si el nivel freático esta a una profundidad B, o más abajo del fondo de la excavación, tómese los pesos volumétricos como húmedos.

Si el nivel freático se mantiene estático al nivel del fondo de la excavación, para γ_1 y γ_2 tómese los pesos húmedos y sumergidos respectivamente.

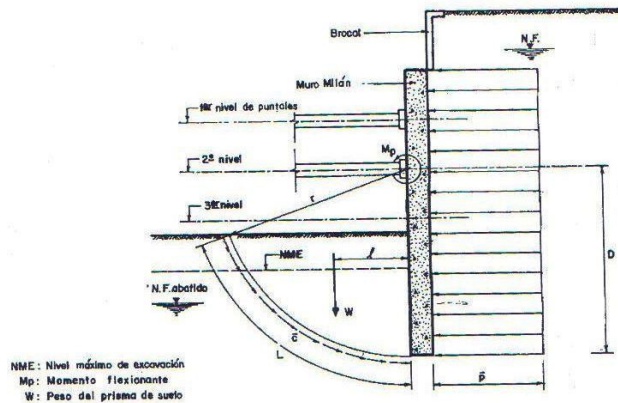
Si existe flujo de agua por el fondo hacia el interior de la excavación tómese γ_2 como el peso volumétrico saturado menos la supresión

En la figura a continuación se presentan los mecanismos de falla de muros que penetran por debajo de la excavación.



Falla por Pateo

Este mecanismo se ilustra a continuación, consiste en el pateo del muro al vencerse la resistencia del suelo frente al muro. Considerando que al nivel del último puntal colocado en cada etapa de excavación se genera una articulación plástica el factor de seguridad se evalúa con la expresión:



En suma los modelos de resortes son aceptables para definir los elementos mecánicos para el diseño de los muros, pero resultan conservadores para la predicción de las posibles deformaciones.

3.1.6 Estimación de las deformaciones

Cualquier excavación induce movimientos en la masa de suelo que deben ser evaluados para evitar daños a estructuras vecinas o instalaciones. R. Peck fue uno de los primeros en advertir este problema; evaluó los datos de diferentes excavaciones relacionando la profundidad de la excavación con el asentamiento y la distancia a la cual este ocurre; considero para su evaluación las características de los suelos. En la Fig. 2.44 se muestra la relación existente entre la deformación horizontal que experimenta el muro por la excavación con el asentamiento en superficie.

3.1.7 Bases del Diseño Estructural

El proceso del diseño involucra tanto al ingeniero estructural como al geotécnico. El geotécnico indica los parámetros como los empujes de suelo e hidrostático, la resistencia y módulos de rigidez del suelo, los criterios sísmicos en términos de deformaciones o esfuerzos; los parámetros se definen a través de formulas simples o con análisis no lineales de elementos finitos, en los más modernos se considera claramente lo referido a la interacción suelo – estructura, sin embargo, son limitados en sentido del modelado estructural. El diseñador de estructuras aplica a su modelo las presiones, la rigidez del suelo es definida en términos de constantes de resortes, o módulos de reacción, por lo que las presiones son independientes de las deformaciones.

Los métodos de equilibrio límite son adecuados para predecir las cargas de falla, sin embargo, no son capaces de determinar las deformaciones asociadas. Dado que el proceso constructivo es evolutivo, el modelo de análisis debe contemplar de desarrollo de las presiones y deformaciones conforme se realice la excavación. Los modelos utilizados con más frecuencia son:

- Los modelos con resorte
- Los modelos de elementos finitos

3.2 Muro Tablestaca

3.2.1 Generalidades

El diseño de un muro tablestaca se realiza mediante un proceso iterativo, que involucra las siguientes acciones: (a) cálculo de las fuerzas y de las presiones laterales que actúan sobre la tablestaca; (b) determinación de la longitud necesaria de empotramiento; (c) cálculo de los momentos flexionantes máximos; definición de la sección de tablestaca en función de los máximos esfuerzos y de las condiciones de apoyo; (e) determinación del apuntalamiento o anclaje.

Antes del inicio del proceso de cálculo las condiciones geométricas y el tipo y propiedades de los suelos sobre los que se apoyará la tablestaca, deben ser definidos. Las condiciones geométricas incluyen su posición y alineamiento, altura libre, sobrecargas, niveles de aguas, condiciones ambientales, etc. El tipo y propiedades de los suelos incluyen la definición de la estratigrafía a través de un número adecuado de sondeos; las propiedades mecánicas de los suelos determinadas a través de pruebas de laboratorio, así como las condiciones de agresividad de suelos y aguas.

Hay dos tipos básicos de muros tablestacas: Muros en cantiléver o muros en voladizo y Muros anclados o apuntalados.

Una tablestaca o muro en cantiléver es aquel que se construye hincando en el terreno la sección estructural, una profundidad suficiente para desarrollar una reacción de viga en voladizo que resiste las presiones activas sobre la tablestaca. Debido a las grandes deformaciones que pueden experimentar este tipo de solución es aceptable sólo en muros de poca altura, aproximadamente 5 m, ya que con la altura se incrementa su flexibilidad, siendo los momentos flexionantes proporcionales al cubo de su altura. La erosión, el arrastre de sedimentos y la consolidación de los suelos en la parte frontal del muro contribuyen en incrementar estas deformaciones.

El equilibrio estático de los muros en cantiléver se debe a la magnitud del empuje pasivo que se desarrolla en la porción enterrada del muro, requiriéndose de grandes profundidades de empotramiento para lograr la estabilidad, lo anterior conduce a sobre esfuerzos en la sección estructural.

Las presiones que se desarrollan en una tablestaca en cantiléver se presentan en la figura mostrada. Cuando la presión activa actúa en su altura libre, la tablestaca gira sobre un punto de rotación desarrollando presiones pasivas encima y debajo de este pivote. La diferencia aritmética entre las presiones pasivas y activas, $p_p - p_a$, se conoce como presión neta. En el punto de rotación la presión neta es igual a cero, y que se ilustra por el diagrama *oabc*; para diseño la curva *abe* es remplazada por la recta *dc*, donde la profundidad del punto *d* se ubica por el equilibrio estático de presiones. Los errores obtenidos por esta suposición son de orden menor, por lo cual son aceptables.

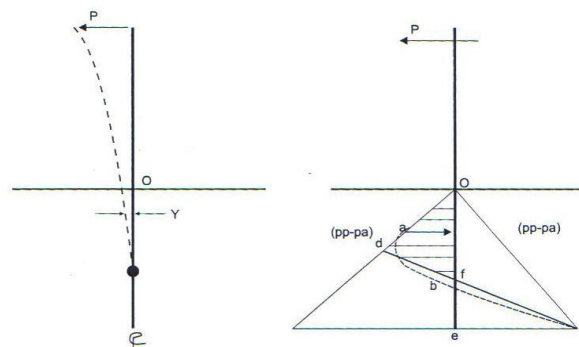


Fig. 2.16, Presiones sobre la tablestaca en cantilever

Las presiones desarrolladas en una tablestaca en cantiléver dependen del tipo de suelo, así como del cambio de los parámetros de resistencia del suelo, por lo que el diseño de una tablestaca en suelo granular o suelo cohesivo se tratan por separado.

3.2.2 Muro Tablestaca en Voladizo.- Suelos Friccionantes

El diseño de una tablestaca en cantiléver en suelos granulares se basa en el procedimiento simplificado que se presenta en la figura mostrada donde para suelos estratificados se deben considerar para cada estrato los valores apropiados del peso volumétrico, γ , y de la compacidad relativa que depende del ángulo de fricción, ϕ ; también se deberán tomar en cuenta para el cálculo de las presiones de suelos las

condiciones geométricas del problema, como inclinación de la superficie, así como los efectos externos de las acciones que gravitan sobre la estructura. El procedimiento de cálculo es el siguiente:

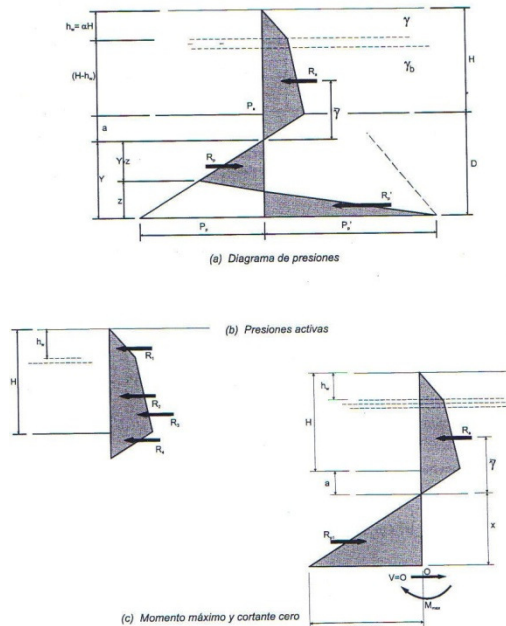


Fig. 2.17. Tablestaca en cantilever en suelo granular

Tabla 2.2, Profundidad del empotramiento requerido

Número de golpes en la prueba de penetración estándar N	Compacidad relativa D_r	Profundidad del empotramiento
0 – 4	Muy suelta	2.00 H
5 – 10	Suelta	1.50 H
11 – 30	Media	1.25 H
31 – 50	Densa	1.00 H
> 50	Muy densa	0.75 H

- 1.- Se estima la profundidad de empotramiento de la tablestaca, con base en la siguiente correlación:
 - 2.- El paso siguiente es calcular las presiones activas y pasivas, considerando la magnitud de las deformaciones requeridas para cada uno de los estados y de las sobrecargas que actúan sobre la tablestaca; en el caso de presiones hidráulicas es razonable considerar el nivel de aguas al mismo nivel en ambos lados de la tablestaca.
 - 3.- Se establece el equilibrio estático, la suma de fuerzas en la dirección horizontal es igual a cero, así como la suma de momentos en cualquier punto es igual a cero
- La suma de fuerzas en la dirección horizontal es:

$$\sum F_x = 0$$

$$R_a + R'_p - R_p = 0$$

Donde

$$z = \frac{F_p Y - 2 R_a a}{F_p + F'_p}$$

La suma de momentos al pie de la tablestaca es:

$$\sum M_{pi} = 0$$

$$6Ra(Y + \bar{Y}) + (Pp + P'p)z^2 + PpY^2 = 0$$

Resolviendo las ecuaciones se tiene:

$$Y^3 - \left(\frac{2Ra}{P'p}\right)Y^2 - 6Ra\left(\frac{\bar{Y}}{P'p} + \frac{1}{c}\right)Y - \frac{2Ra}{CP'p}(2Ra + 3P'p\bar{y}) = 0$$

$$C = \gamma'(Kp - Ka)$$

$$P'p = \gamma h w K p + \gamma' K p (H + D + h w) - \gamma' K a (Y + \alpha)$$

$$\alpha = \frac{Pa}{\gamma'(Kp - Ka)}$$

$$Pa = Ka[\gamma h w + \gamma'(H - h w)]$$

$$Ra = R1 + R2 + R3 + R4$$

$$R1 = \frac{1}{2} K a \gamma h_w^2$$

$$R2 = \gamma h w K a$$

$$R3 = \frac{1}{2} h w (H - h w)^2$$

$$R4 = \frac{P_a^2}{2\gamma'(Kp - Ka)}$$

El momento máximo se obtiene donde el cortante es igual a cero

$$M_{max} = Ra \left[\bar{y} + \frac{2}{3} \left(\frac{2Ra}{\gamma'(Kp - Ka)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]$$

Se incrementa la longitud del empotramiento de un 20 a 40%, que resulta en un Factor de seguridad de 1.5 a 2. Alternativamente se puede reducir el coeficiente de empujes pasivo entre un 30% a 50%.

El modulo de la sección de la tablestaca requerida se determina con la siguiente expresión:

$$S = \frac{M_{max}}{F}$$

Donde: S: Modulo de sección y F: Resistencia estructural de la tablestaca.

En las figuras siguientes, se presentan graficas que permiten determinar rápidamente la profundidad de empotramiento y el momento máximo en función de los coeficientes de empujes y del peso volumétrico del suelo

CIMENTACIONES

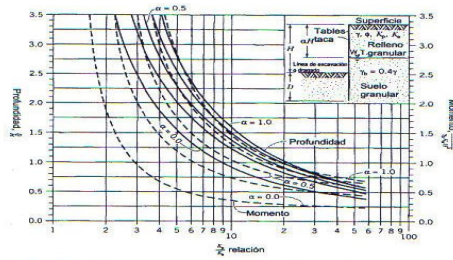


Fig. 2.18, Tablestaca en cantilever suelo granular $\gamma' = 0.4$

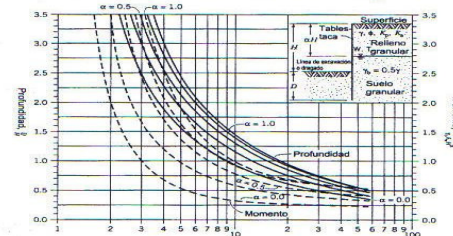


Fig. 2.19a, Tablestaca en cantilever suelo granular $\gamma' = 0.5$

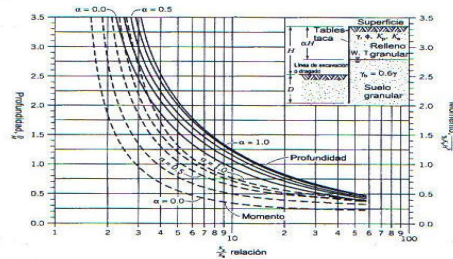


Fig. 2.19b, Tablestaca en cantilever suelo granular $\gamma = 0.6$ ✓

3.2.3 Muro Tablestaca en Voladizo.- Suelos Cohesivos

Las presiones de suelo que se desarrollan en una tablestaca, empotrada en arcilla con relleno granular o cohesivo, se presentan en la figura siguiente. Se debe tener en cuenta para el cálculo de las presiones que las arcillas pueden modificar su resistencia por: Consolidación, contracción, secado, etc; efectos que modifican las presiones con el tiempo. Las presiones de tierra se calculan suponiendo que la arcilla deriva su resistencia del parámetro de cohesión del suelo.

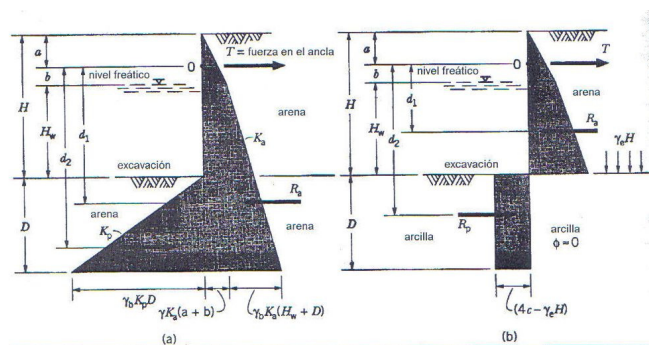


Fig. 2.25, Empuje sobre tablestaca con relleno granular, método del apoyo libre

El procedimiento de análisis es similar al descrito anteriormente, estableciendo el equilibrio de fuerzas y de momentos igual a cero. Se determina z a partir del equilibrio de fuerzas horizontales y del equilibrio de momentos se establece la profundidad de empotramientos, con las siguientes ecuaciones:

$$Ra + (R'p - Rp) = 0$$

$$z = \frac{(4c - q)D - Ra}{4c}$$

$$D^2(4c - q) - 2Ra(D + \bar{y}) - \frac{8c}{8} \left(\frac{1}{4c} \right)^2 ([4c - q]D - Ra)^2 = 0$$

El momento máximo se obtiene a la profundidad donde el cortante es cero (Fig. anterior)

$$M_{max} = Ra \left[\left(\frac{Ra}{4c - q} + \bar{y} \right) - \frac{1}{2} \frac{Ra}{4c - q} \right]$$

En las figuras posteriores se relaciona la profundidad de empotramiento con el momento flexionante máximo M_{max} para $qu = 2c$.

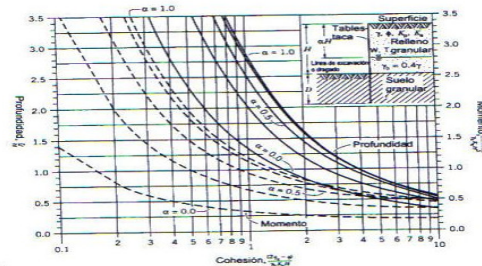


Fig. 2.21 Tablestaca en cantilever suelo cohesivo $\gamma = 0.4$

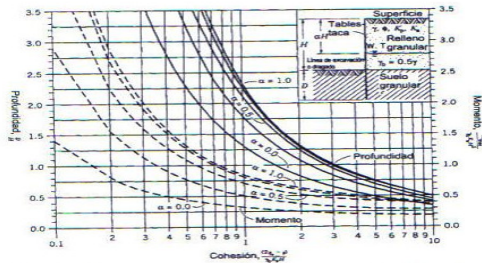


Fig. 2.22 Tablestaca en cantilever suelo cohesivo $\gamma = 0.5$

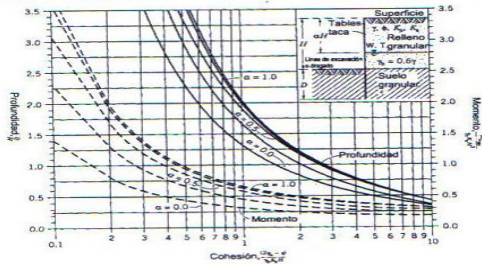


Fig. 2.23 Tablestaca en cantilever suelo cohesivo $\gamma = 0.5$

3.2.4 Muro Tablestaca Anclada.- Métodos de Diseño

Las tablestacas ancladas derivan su resistencia del empuje pasivo desarrollado en la longitud empotrada y de la fuerza del tirante de anclaje, localizado en la parte superior de la tablestaca. Dependiendo de las condiciones de suelo, con este tipo de tipo de tablestacas se pueden alcanzar alturas de hasta 10m. La estabilidad general de una tablestaca anclada depende de los esfuerzos que en ella se desarrollen. La profundidad de empotramiento, la compresibilidad y la resistencia del suelo, etc. En general a mayor empotramiento de la tablestaca, menores esfuerzos de flexión.

En la figura siguiente se presenta la distribución de presiones laterales y las deformaciones de las tablestacas en función de la profundidad de empotramiento. El empuje activo que actúa sobre la pantalla no puede ser equilibrado por el anclaje solamente, es necesario que la tablestaca encuentre en el suelo de apoyo la resistencia faltante. En el caso (a) las presiones pasivas desarrolladas al frente de la tablestaca, son insuficientes para prevenir el desplazamiento y rotación del punto c; los casos (b), (c) y (d) muestran el efecto de incrementar la longitud de empotramiento en la reducción de las deformaciones y giros.

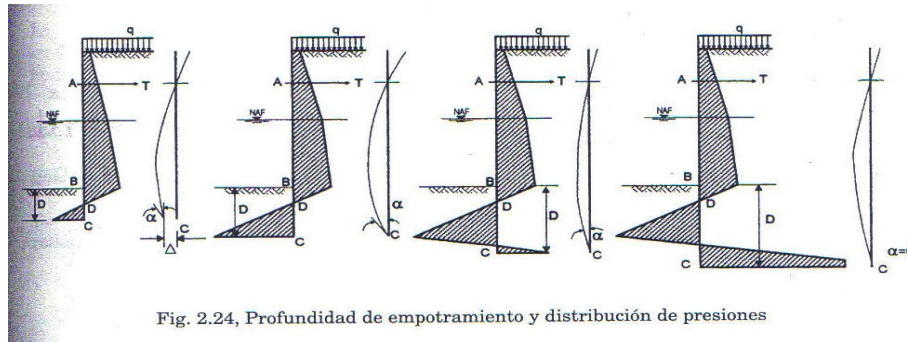


Fig. 2.24, Profundidad de empotramiento y distribución de presiones

Para el cálculo de tablestacas ancladas se utilizan cuatro métodos básicos, los cuales se presentan a continuación:

- Método de apoyo libre
- Método de reducción de momentos de Rowe
- Método de apoyo fijo
- Métodos gráficos
- Método de apoyo Libre.

Este método se basa en la suposición de que el suelo en el cual la tablestaca se hince, es incapaz de producir una restricción efectiva de las presiones pasivas al punto de producir momentos negativos flexionantes. La tablestaca se hince la profundidad necesaria para que su estabilidad esta asegurada, cuyo fin es el desarrollo del máximo empuje pasivo. Se considera que la tablestaca no se flexiona ante las presiones pasivas y activas, también se considera que no se desarrolla punto de giro debajo de la línea de excavación o dragado y en la parte interior de las tablestacas no hay empujes pasivos, de tal suerte que el problema seria estáticamente determinado. El procedimiento de cálculo para tablestacas ancladas por este método tanto para suelos friccionantes como arcillosos se describe así:

SUELOS GRANULARES

1.- Se calculan los empujes activos y pasivos por medio de la Teoría de Coulomb y de Rankine. En la figura siguiente se presenta el caso general para una tablestaca con relleno granular, con diferentes propiedades mecánicas, por lo que deberá tenerse precaución en el valor adecuado de γ u γ' , así como del ángulo de fricción del suelo.

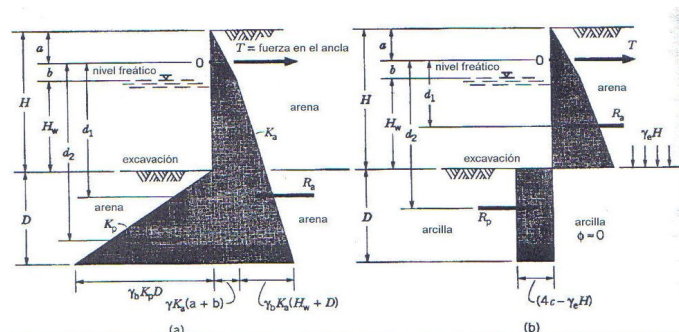


Fig. 2.25, Empuje sobre tablestaca con relleno granular, método del apoyo libre

2.- El valor de la fuerza de anclaje es:

$$T = Ra - Rp$$

Donde

$$Ra = \frac{\gamma Ka}{2}(a+b)^2 + \gamma Ka(a+b)(Hw+D) + \frac{\gamma' Ka}{2}(Hw+D)^2$$

$$Rp = \frac{\gamma' Kp}{2}D^2$$

Por equilibrio de momentos se tiene que:

$$d1Ra = -\frac{\gamma Ka}{2}(a+b)^2 \left[\frac{a+b}{3} - b \right] + \gamma Ka(a+b)(Hw+D) \left[\frac{Hw+D}{2} + b \right]$$

$$+ \frac{\gamma Ka}{2}(Hw+D)^2 \left[\frac{2}{3}(Hw+D) + b \right]$$

$$d2Rp = \frac{\gamma Kp}{2}D^2 \left[Hw + b + \frac{2}{3}D \right]$$

Sustituyendo los términos de las variables en las ecuaciones anteriores:

$$C1D^3 + C2D^2 + C3D + C4 = 0$$

La ecuación resultante es cubica, que se resuelve por prueba y error, para el valor del empotramiento D; este valor se incrementa de un 20 a 50% para obtener así Dd del empotramiento de diseño, o se aplica la ecuación:

$$D_d = \sqrt{2}D$$

SUELOS COHESIVOS

En la figura anterior (b) se presenta el caso de una tablestaca empotrada en el suelo arcillosos con relleno granular, el procedimiento es el siguiente:

1.-Se determina la resistencia a largo plazo del suelo, tanto para la condición no drenada $\phi=0$, como para la condición drenada $c=0$.

2.- Se calculan las presiones activas y pasivas usando la Teoría de Rankine o Coulomb, verificando que se obtenga una presión neta positiva. El diagrama de presiones pasivo se considerara rectangular, con valor igual a:

$$4c - \gamma_r H$$

3.- Se establece el equilibrio de fuerzas horizontales y momentos, de manera similar que para el caso de suelos granulares. Se determina el valor del empotramiento de diseño Dd, así como el valor de la fuerza de anclaje y del momento máximo para determinar la sección de la tablestaca.

METODO DE ROWE (Reducción de Momentos)

Debido a su flexibilidad, las presiones de suelo que se desarrollan contra las tablestacas difieren significativamente de las distribuciones hidrostáticas; el momento flexionante disminuye conforme se aumenta la flexibilidad de la estructura, así que los momentos máximos obtenidos por el método de

empotramiento libre resultan conservadores. Rowe propuso un método para reducir el valor del momento en función de la flexibilidad de la tablestaca; los factores que se deben considerar para la aplicación del método son:

- 1.- El valor de la compacidad relativa del suelo
- 2.- La flexibilidad de la tablestaca, expresada en términos del número de flexibilidad.

$$\rho = \frac{H^4}{EI}$$

Donde

ρ = número de flexibilidad

H = altura total de la tablestaca

E = Módulo de Elasticidad

I = Momento de Inercia

- 3.- Para suelos cohesivos el número de estabilidad se define por:

$$S = \frac{1.25c}{\gamma_r H}$$

- 4.- La altura relativa α de la tablestaca

En la figura siguiente se presentan varias graficas donde se relaciona el momento M referido a M_{max} determinado por el método del apoyo libre, con el numero de estabilidad para arenas y arcillas.

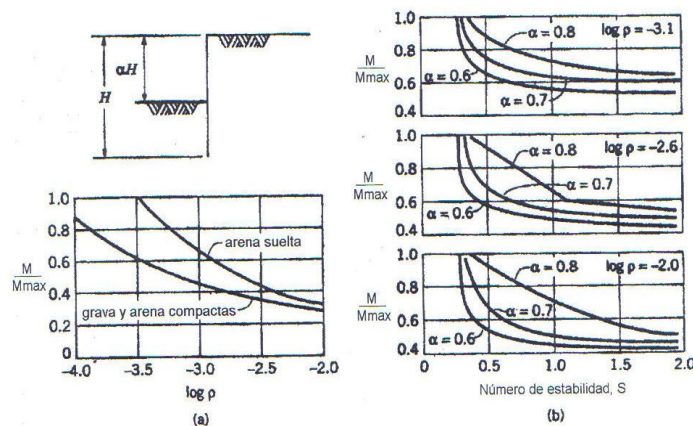


Fig. 2.26, Método de reducción de momentos de Rowe

METODO DE APOYO FIJO

El método se basa en la suposición que el desplazamiento en la punta de la tablestaca está restringido por el desarrollo de empujes pasivos. Las presiones laterales activas y pasivas se calculan con las Teorías de Rankine o Coulomb.

METODO GRAFICO

Estos métodos son útiles a veces cuando las condiciones geométricas del problema lo vuelven muy complicado o cuando se requiere un valor exacto de los empujes resultantes. Pile Buck (1987) y el ISPC (1992) detallan los procesos de cálculo.

3.2.5 Estabilidad General

La estabilidad general de una tablestaca se puede revisar con el Método Sueco de estabilidad de Taludes, aplicando el concepto tradicional de factor de seguridad como momentos resistentes entre momentos motores. En la figura se muestran las fuerzas actuantes en el sistema.

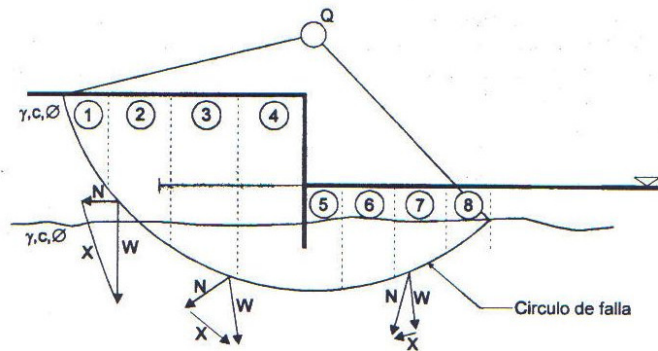


Fig. 2.29, Estabilidad general de la tablestaca

3.3 Cortes Apuntalados

3.3.1 Generalidades

Algunas veces, el trabajo de construcción requiere excavaciones en el terreno con caras verticales o casi verticales, por ejemplo, los sótanos de edificios en zonas construidas o las paredes del transporte subterráneo a poca profundidad debajo de la superficie del terreno tipo de construcción por corte y recubrimiento).

Las caras verticales de los cortes tienen que ser protegidas por sistemas temporales de apuntalamiento para evitar una falla acompañada por asentamientos considerables o de capacidad de carga de las cimentaciones vecinas.

La figura 8.49 muestra dos tipos de cortes apuntalados usados comúnmente en trabajos de construcción. Uno usa la viga montante (figura 8.49a) que se hincan en el terreno antes de efectuar la excavación y es una viga vertical de acero o madera.

El revestimiento, formado por tabloncillos horizontales de madera, se coloca entre las vigas montantes conforme procede la excavación. Cuando alcanza la profundidad deseada, se instalan los larderos y los puntales (vigas horizontales de acero). Los puntales son miembros horizontales a compresión. La figura 8.49b muestra otro tipo de excavación apuntalada. En este caso, tablestacas de acero interconectadas se hincan en el suelo antes de efectuar la excavación. Largueros y puntales se insertan inmediatamente después que la excavación alcanza la profundidad apropiada.

Para diseñar cortes apuntalados (es decir, seleccionar largueros, puntales, tablestacas y vigas montantes), un ingeniero debe estimar la presión lateral de tierra a la que los cortes apuntalados serán sometidos.

Los aspectos teóricos de la presión lateral de tierra sobre un corte apuntalado se estudiaron en la sección 6.8. La fuerza activa total por longitud unitaria de muro (P_a) se calculó usando la teoría general de cuñas. Sin embargo, ese análisis no proporciona las relaciones para estimar la variación de la presión lateral con la profundidad, que es una función de varios factores como el tipo de suelo, experiencia de las cuadrillas de excavación, tipo del equipo de construcción usado, etc. Por tal razón, se usan envolventes empíricas de presiones desarrolladas por observaciones de campo para el diseño de los cortes apuntalados. El procedimiento se verá en la siguiente sección.

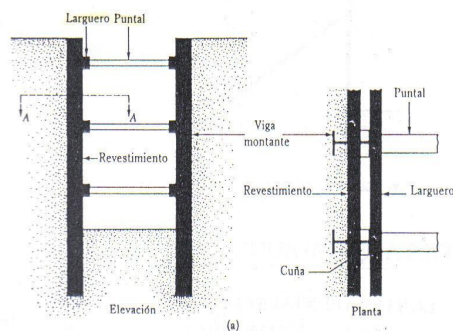


FIGURA 8.49 Tipos de cortes apuntalados: (a) con vigas montantes; (b) con tablestacas

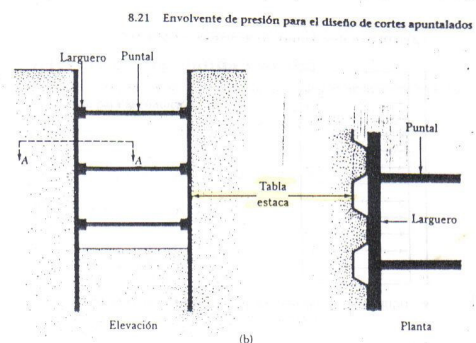


FIGURA 8.49 (Continuación)

3.3.2 Envoltente de Presión en Cortes Apuntalados

Después de observar varios cortes apuntalados, Peck (1969) sugirió usar envoltentes de presión de diseño en cortes apuntalados en arena y arcilla. Las figuras 8.50, 8.51 y 8.52 muestran las envoltentes de Peck a las cuales son aplicables las siguientes directrices.

CORTES EN ARENA

La figura 8.50 muestra la envoltente de presión para cortes en arena. Esta presión, P_a , se expresa como

$$P_a = 0.65\gamma HK_a$$

γ = peso específico

H = altura de corte

K_a = Coeficiente de Presión Activa de Rankine

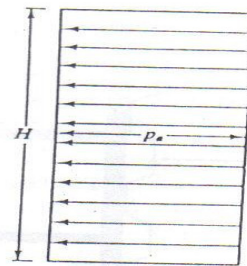


FIGURA 8.50 Envoltente de presión aparente para cortes en arena según Peck (1969)

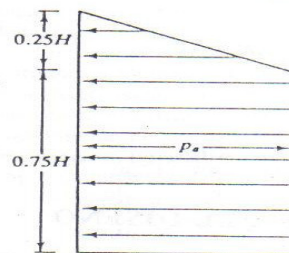


FIGURA 8.51 Envoltente de presión aparente para cortes en arcillas blandas y medias según Peck (1969)

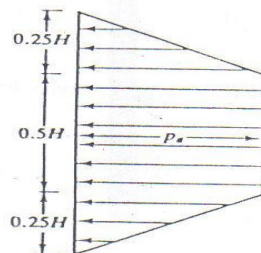


FIGURA 8.52 Envoltente de presión aparente para cortes en arcilla firme según Peck (1969)

CORTES EN ARCILLA BLANDA Y MEDIA BLANDA

La envoltente de presión para arcillas blandas y medias se muestra en la figura 8.51. Es aplicable para la condición:

$$\frac{\gamma H}{c} > 4$$

Donde

c = cohesión no drenada ($\phi = 0$)

γ = peso específico de la arcilla

$P = 0.3\gamma H$

CORTES EN ARCILLA FIRME

La envolvente de presión mostrada en la figura 8.52, en la que

$$P_a = 0.2\gamma H \text{ a } 0.4\gamma H$$

Es aplicable a la condición:

$$\frac{\gamma H}{c} \leq 4$$

3.3.3 Limitaciones de la Envolvente de Presión

Al usar las envolventes de presión antes descritas, se deben tener en cuenta los siguientes puntos:

1. Las envolventes de presión son llamadas a veces envolventes de presión aparente. Sin embargo, la distribución de presión real es una función de la secuencia de construcción y de la flexibilidad relativa de la tablestaca.
2. Se aplican a excavaciones con profundidades mayores que aproximadamente 20 pies (= 6 m)
3. Se basan en la suposición de que el nivel freático está debajo del fondo del corte.
4. Se supone que la arena está drenada con presión de poro igual a cero.
5. Se considera que la arcilla no está drenada y no se considera la presión de poro.

3.3.4 Diseño de las Diversas Componentes de un Corte Apuntalado

PUNTALES

En los trabajos de construcción, los puntales deben tener un espaciamiento mínimo vertical de aproximadamente 9 pies (2.75 m) o algo más, y son en realidad columnas horizontales sometidas a flexión. La capacidad de carga de las columnas depende de la relación de esbeltez, la cual es redonda proporcionando soportes verticales y horizontales en puntos intermedios. Para cortes anchos, el empalme de los puntales es necesario. Para cortes apuntalados en suelos arcillosos, la profundidad del primer puntal debajo de la superficie del terreno debe ser menor que la profundidad Z_c de la grieta de tensión.

$$\text{De la ecuación: } \sigma_a = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

Donde $K_a = \text{Coeficiente de Presión Activa de Rankine}$

Para determinar la profundidad de la grieta de tensión, $\sigma_a = 0 = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a}$

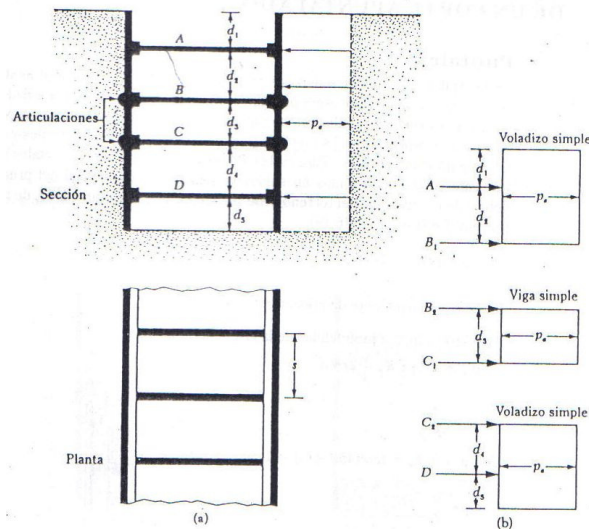
$$\text{O } Z_c = \frac{2c}{\sqrt{K_a}\gamma}$$

$$\text{Si } \theta = 0, K_a = \tan^2(45 - \theta/2) = 1, \text{ por lo que: } Z_c = \frac{2c}{\gamma}$$

Debe usarse un procedimiento conservador simplificado para determinar las cargas en los puntales, aunque este procedimiento variará, dependiendo de los ingenieros implicados en el proyecto. El siguiente es un resumen paso a paso del procedimiento general (refiérase a la figura 8.54).

- Dibuje la envolvente de presiones para el corte apuntalado (ver las figuras 8.50, 8.51 y 8.52). Muestre también los niveles propuestos para los puntales. La figura 8.54a muestra una envolvente de presiones para un suelo arenoso: sin embargo, podría ser también la de una arcilla. Los niveles de los puntales están marcados A, B, C y D. Las tablestacas (o vigas montantes) se suponen articuladas en los niveles de los puntales, excepto para el de la parte superior y el del fondo. En la figura 8.54a, las articulaciones están a los niveles de los puntales B y C. (Muchos ingenieros suponen también que las tablestacas o las vigas montantes están articuladas en todos los niveles de puntales, excepto el de la parte superior.)

- Determine las reacciones para las dos vigas simple en voladizo (parte superior y fondo) y de todas las vigas simples intermedias. En la figura 8.54b, esas reacciones son A, B₁, B₂, C₁, C₂ y D.



- Las cargas en los

figura 8.54 se calculan como sigue: $P_A = (A)(s)$

puntales en la

$$P_B = (B_1 + B_2)(s)$$

$$P_C = (C_1 + C_2)(s)$$

$$P_D = (D)(s)$$

Donde:

$P_A + P_B + P_C + P_D = \text{Cargas que deben tomar los puntales individuales en los niveles A, B, C y D}$
 $A, B_1, B_2, C_1, C_2, D = \text{Reacciones calculadas}$

$s = \text{Espaciamiento horizontal de los puntales}$

Si se conocen las cargas de los puntales a cada nivel y las condiciones de apuntamiento intermedias, se escogen las secciones apropiadas con ayuda del manual de construcción en acero.

TABLESTACAS

Los siguientes pasos están implicados en el diseño de tablestacas:

- Para cada una de las secciones mostradas en la figura 8.54b, determine el momento flexionante máximo.
- Determine el valor máximo de los momentos flexionantes máximos (M_{\max}) obtenidos en el paso 1. Note que la unidad de este momento será, por ejemplo, lb-pie/pie ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$) de longitud de tablestaca.
- Obtenga el módulo de sección requerido de las tablestaca: $S = \frac{M_{\max}}{\sigma_{adm}}$
- Escoja una tablestaca que tenga un módulo de sección mayor o igual al módulo de sección requerido de una tabla como la tabla C.1 (Apéndice C).

LARGUEROS

Los largueros se tratan como miembros horizontales continuos si se empalman apropiadamente. En forma conservadora, también se tratan como si estuviesen articulados en los puntales.

CAPITULO IV

EXCAVACIONES CON TALUDES

4.1 Definiciones previas

Se entiende por talud a cualquier superficie inclinada respecto de la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra. No hay duda de que el talud constituye una estructura compleja de analizar, debido a que en su estudio coinciden los problemas de Mecánica de Suelos y Mecánica de Rocas, sin olvidar el papel básico que la Geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable.

En el presente trabajo, se hará referencia específica a los taludes para excavación realizados en una formación o superficie natural cuyo objetivo es desplantar cimentaciones

4.2 Definición de estabilidad

Se entiende por estabilidad a la seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento. Como primera, medida es necesario definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por encontrar cual será la inclinación apropiada en un corte. Casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse.

Por otra parte, los métodos de cálculo, para definir la estabilidad, establecen un mecanismo de falla, en el cual se analizan las fuerzas motoras tendientes al movimiento, como las fuerzas de gravedad, filtración, presión de agua, etc., las cuales se han de comparar por algún procedimiento con las fuerzas capaces de desarrollar resistencia.

Es decir que la estabilidad se entiende como la seguridad de una masa de tierra contra la falla o el movimiento. Así todos los métodos de cálculo actuales, están ligados a un mecanismo de falla específico, por lo que solo serán aplicables a aquellos problemas de estabilidad en que la falla sea del tipo que se considera.

4.3 Deslizamientos

Se denomina deslizamiento a la rotura y desplazamiento del suelo situado debajo de un talud, que origina un movimiento hacia abajo y hacia fuera de toda la masa que participa del mismo. Los deslizamientos pueden producirse de diferentes maneras, es decir en forma lenta o rápida, con o sin provocación aparente. Generalmente se presentan como consecuencias de socavaciones en el pie del talud. Sin embargo en otros casos la falla se produce por desintegración gradual de la estructura del suelo, aumento de las presiones intersticiales y debido a filtraciones de agua.

Los tipos de fallas más comunes son: Deslizamientos superficiales, Movimiento de cuerpo del talud, Flujos y Licuación.

4.3.1 Deslizamientos Superficiales

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones de suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo. Se refiere esta falla al proceso más o menos continuo y por lo general lento, de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales. Suele involucrar a grandes áreas y el movimiento superficial se produce según la transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles mas profundas. No se puede hablar de una superficie de deslizamiento.

Existen dos clases de deslizamientos: El Estacional que afecta solo a la corteza superficial de la ladera que sufre la influencia de los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones térmicas o por humedecimiento y secado.

El Masivo, que afecta las capas de tierra más profundas, no interesadas por los efectos ambientales y que afecta a capas de tierra más profundas, no interesadas por los efectos ambientales y que como consecuencia solo se puede atribuir al efecto gravitacional. El primero en mayor o menor grado siempre existe, variando su intensidad según la época del año; en cambio el segundo los movimientos son prácticamente constantes.

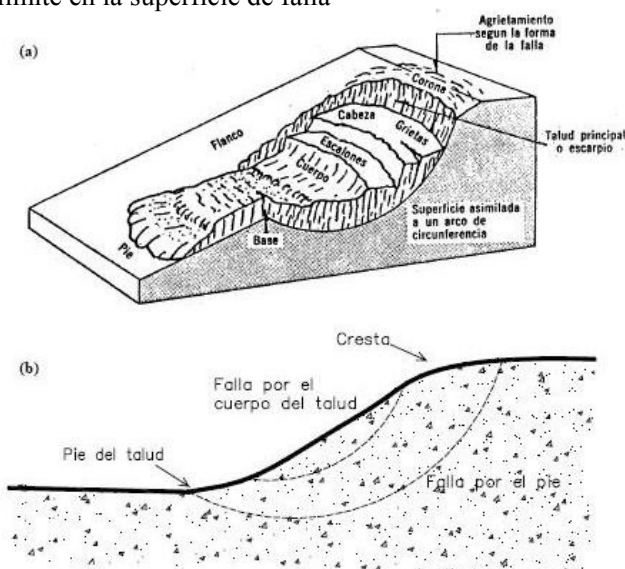
4.3.2 Movimiento del Cuerpo del Talud

Puede ocurrir en taludes movimientos bruscos que afecten a masa considerables de suelos, de superficies de falla que penetren en su cuerpo. Estos fenómenos reciben comúnmente el nombre de deslizamientos de tierras. Se considera que la superficie de falla se forma cuando en la zona actúan esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia al corte del material; a consecuencia de ello viene la ruptura del mismo, con la formación de una superficie de deslizamiento a lo largo de la cual se produce la falla.

4.3.2.1 Falla Rotacional

En primer lugar se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud. Esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin mayor error a una circunferencia, aunque pueden existir formas algo diferentes, en la que por lo general influye la secuencia geológica local, el perfil estratigráfico y la naturaleza de los materiales. Estas fallas son llamadas de rotación.

Este tipo de fallas ocurre por lo general en materiales arcillosos homogéneos en suelos cuyo comportamiento mecánico este regido básicamente por su fracción arcillosa. En general afectan a zonas relativamente profundas del talud, siendo esta profundidad mayor cuanto mayor sea la pendiente. Las fallas por rotación se denominan según donde pasa el extremo de la masa que rota. Puede presentarse pasando la superficie de falla por el cuerpo del talud (falla local), por el pie o adelante del mismo afectando al terreno en que el talud se apoya (falla de base) cabe señalar que la superficie de este ultimo tipo de falla puede profundizarse hasta llegar a un estrato más resistente o más firme de donde se encuentra el talud, provocando en este punto un límite en la superficie de falla



4.3.2.2 Falla Traslacional

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

La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se remata en sus extremos con superficies curvas que llegan al exterior formando agrietamientos.

Los estratos débiles que favorecen estas fallas son por lo común de arcillas blandas o de arenas finas o limos no plásticos sueltos. Con mucha frecuencia la debilidad del estrato está ligada a elevadas presiones de poro en el agua contenida en las arcillas o a fenómenos de elevación de presión de agua contenida en las arcillas o a fenómenos de elevación de presión de agua en estratos de arena (acuíferos) en este sentido, las fallas pueden estar ligadas también al calendario de las temporadas de lluvia de la región.

Las fallas de material en bloque muchas veces esta asociadas a discontinuidades y fracturas de los materiales que forman un corte, siempre en aumento al efecto del estrato débil subyacente.

Las fallas de una franja superficial son típicas de laderas naturales, formadas por materiales arcillosos producto de la meteorización de las deformaciones originales.

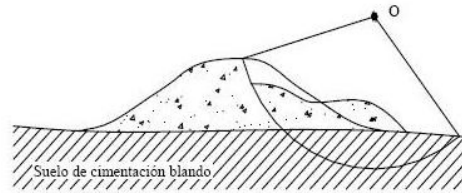
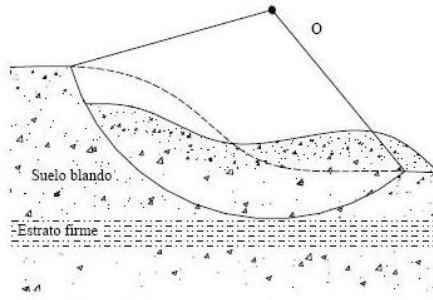


Figura 3: Falla de base



4.3.3 Flujos

Este tipo de falla consiste en movimientos más o menos rápidos de zonas localizadas de un corte de manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de las velocidades y los desplazamientos semejan el fluir de un líquido viscoso. No existe, en sí una superficie de falla ya que esta se desarrolla en un lapso muy breve al inicio del fenómeno.

Estas fallas pueden ocurrir en cualquier formación no cementada, desde fragmentos de rocas hasta arcillas francas; suceden tanto en materiales secos como húmedos. Muchos flujos rápidos en materiales secos ocurren asociados a fenómenos de presión de aire, en los que este juega un papel análogo al del agua en los fenómenos de licuación de suelos. Otros flujos en suelos muy húmedos, son verdaderos procesos de licuación.

4.3.4 Falla por Licuación

Estas fallas cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a la correspondiente a una suspensión, con pérdida caso total de resistencia al esfuerzo cortante. El fenómeno puede ocurrir tanto en arcilla extrasensitivas como en arenas poco compactas.

4.4 Análisis de un talud de excavación practicado en arcillas blandas saturadas.

En la figura mostrada, se aprecia el caso de una excavación realizada en una arcilla saturada y blanda. Al realizar la excavación en el suelo (a).

Luego se observa que la presión de poro en un punto P de la superficie hipotética de deslizamiento tiende a disminuir durante la excavación (b); después esta presión aumenta, con expansión de la arcilla, hasta un valor constante, que dependerá de las condiciones de flujo de agua en el talud pero que en general es menor que la presión que había en el agua antes de realizar la excavación.

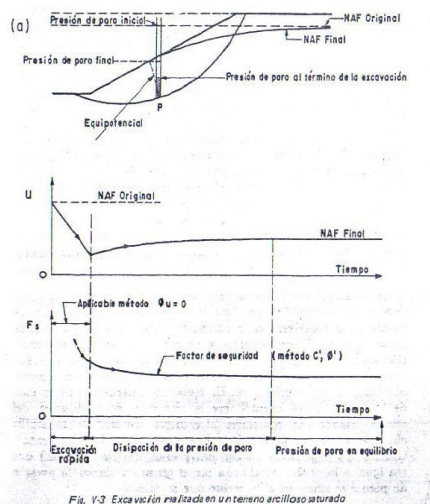


Fig. 4.3 Excavación realizada en un terreno arcilloso saturado

En la parte c de la figura se muestra la variación de las condiciones de estabilidad del talud de la excavación con el tiempo. Durante el periodo de construcción las condiciones empeoran por el aumento que ocurre en el esfuerzo cortante medio actuante, mientras la resistencia no ha tenido tiempo de cambiar (el esfuerzo cortante medio aumenta como consecuencia de la excavación, que va formando un talud allí donde antes el terreno era horizontal y no había ningún esfuerzo cortante actuante) ; pero ahora, durante el tiempo que sigue al final de la construcción, la resistencia del suelo sigue disminuyendo, por el efecto del aumento de la presión del poro y la correspondiente expansión del suelo , por lo que, a pesar de que una vez terminada la excavación el esfuerzo cortante medio actuante ya no cambia, las condiciones de estabilidad siguen empeorando. La condición a largo plazo que se alcance cuando se llegue a la presión de poro mayor a la que haya de llegar el suelo, es ahora evidentemente el momento crítico y la condición de diseño.

Por tanto la condición crítica se presenta a largo plazo, cuando las presiones de poro se han adaptado o bien a una condición estática o a una de flujo establecido Debe hacerse un análisis basado en los parámetro de resistencia de pruebas con drenaje (lenta) y en términos de esfuerzos efectivos.

Si se trata de excavaciones provisionales, de vida corta, tales como las que se realizan para cimentaciones, objeto de este trabajo, cabe hacer un análisis considerando el momento al fin de la excavación como el crítico, efectuando el cálculo de estabilidad con los parámetros provenientes de una prueba rápida y con base en esfuerzos totales ($\phi = 0, c \neq 0$)

Si un depósito de arcilla tiene una estructura más permeable, debe tenerse especial cuidado en el diseño de excavaciones temporales y cortes. La presencia de la estructura permeable permite una disipación mas rápida del exceso de presión intersticial, por ende la condición a largo plazo puede establecerse en mese en vez de en años. Por consiguiente, en tales casos podría ser prudente diseñar la excavación temporal y cortes basándose en las condiciones a largo plazo

En general, en un talud en corte en arcilla debe estudiarse la estabilidad a corto y a largo plazo. Se examinara en primer lugar la estabilidad a largo plazo. Este analisis se realiza en términos de esfuerzos efectivos, el cual permitirá deducir directamente el factor de seguridad a corto plazo.

Además, la estabilidad de un talud con un suelo puramente friccionante, tal como una arena limpia en el cual se desarrolla fricción, y para garantizar su estabilidad, bastara en que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna de la arena, que en un material suelto, seco y limpio se acercara mucho al ángulo de reposos. Por tanto su condición límite de estabilidad es, simplemente: $\alpha = \phi$

Sin embargo, si el ángulo α es muy próximo a ϕ , los granos de arena próximos a la frontera del talud, no sujetos a ningún confinamiento importante, quedara en una condición próxima a la de deslizamiento incipiente, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por el viento o el agua. Por ello es recomendable que en la práctica α sea algo menor que ϕ . La experiencia ha demostrado que si se define un factor de seguridad entre los valores de α y ϕ , basta que dicho factor tenga un valor del orden de 1.1 o 1.2 para que la erosionabilidad superficial no sea excesiva.

En la figura siguiente se muestra los métodos usados en el análisis de la estabilidad de taludes. Son los llamados métodos de equilibrio límite.

PROCEDIMIENTO	CONDICIÓN DE EQUILIBRIO SATISFECHA				ECUACIONES E INCÓGNITAS	FORMA DE LA SUPERFICIE DE FALLA	APLICABLE A	
	MOMENTO TOTAL	MOMENTO DOVELA IND.	VERT.	HOR.			Cálculos Manuales	Cálculos Computadora
MÉTODO ORDINARIO DE DOVELAS	Si	No	No	No	1	Circular	Si	Si
MÉTODO DE BISHOP MODIFICADO	Si	No	Si	No	N + 1	Circular	Si	Si
MÉTODO DE JANBU PROCEDIMIENTO GENERALIZADO DE DOVELAS	Si	Si	Si	Si	3 N	Cualquiera	Si	Si
MÉTODOS DE SPENCER Y MORGENSTERN Y PRICE	Si	Si	Si	Si	3 N	Cualquiera	No	Si
MÉTODO DE LOWE Y KARAFIATH	No	No	Si	Si	2 N	Cualquiera	Si	Si
MÉTODO DE ESPIRAL LOGARÍTMICA	Si	-	Si	Si	3	Espiral Logarítmica	Si	Si

Bajo el título genérico de Método Sueco, se comprenden todos los procedimientos de análisis de estabilidad respecto a las fallas de rotación, en los que se considera que la superficie de falla es un cilindro, cuya traza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia. En el análisis de suelos “puramente cohesivos” y con “cohesión y fricción”, se cumple que:

$$F.S. = \frac{M_R}{M_M}$$

Donde

M_R = Momento Resistente al movimiento.

M_M = Momento Motor que tiende al movimiento.

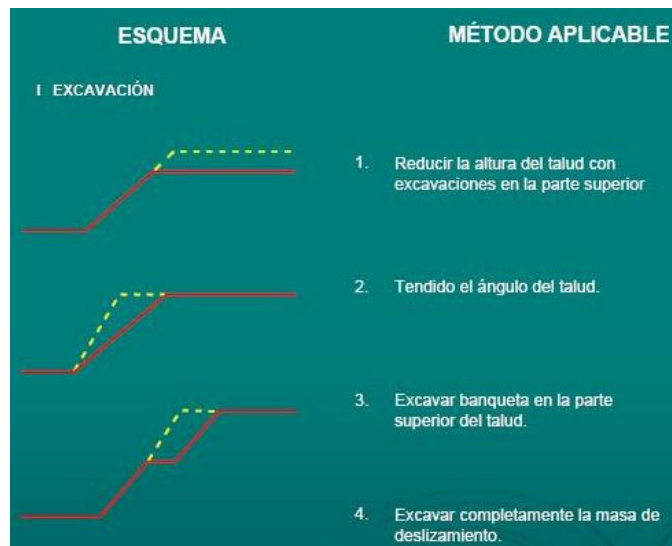
$F.S.$ = Factor de Seguridad.

La determinación del factor de seguridad es fundamental en el estudio de la estabilidad de taludes. La experiencia permite considerar un valor de 1.5 como un valor de F.S. compatible con una estabilidad práctica razonable. Debe, pues, de cumplirse para la superficie hipotética seleccionada, que:

$$F.S. \geq 1.5$$

4.5 Esquemas de estabilización de taludes y deslizamientos en excavaciones.

Como se comentó, los taludes de excavación sufren características y aspectos críticos al final de la construcción, a largo plazo y por desembalse rápido y, ante tales condiciones, es necesario disponer de métodos de estabilización que protejan el talud y eviten deslizamientos. En la figura se muestra ciertos métodos aplicables.



CAPITULO V

SISTEMAS DE ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.

5.1 Generalidades

Algunas obras de ingeniería como en el caso de edificios con sótano o de alguna obra subterránea, se necesitan excavaciones bajo el nivel freático.

Para realizar estos tipos de obras es necesario el abatimiento del nivel freático por debajo del nivel de desplante para prevenir la erosión, fallas de taludes, disminuir la presión sobre elementos de soporte y conseguir condiciones de trabajo en seco.

El agua del suelo debe manejarse por medio de un sistema de bombeo adecuado al tamaño y profundidad de la excavación y el tipo de suelo.

5.2 Flujo de agua en suelos

5.2.1 Permeabilidad en los suelos

Podemos suponer que el agua al filtrar a través del suelo, lo hace siguiendo un cierto ordenamiento gobernado particularmente por la gravedad y la permeabilidad del suelo. La permeabilidad representa la rapidez con la que el agua se mueve a través del suelo bajo gradiente hidráulico unitario.

Para un flujo laminar de acuerdo con la ley de Darcy, se tiene:

$$v = k i$$

Donde:

k: Se define como el coeficiente de permeabilidad.

i: Gradiente hidráulico que corresponde a la pérdida de carga por unidad de longitud en el trayecto del flujo

$$(i = \frac{\partial h}{\partial l})$$

El coeficiente de permeabilidad también puede definirse como:

$$k = \frac{V_w}{\eta} K$$

K: Permeabilidad específica, depende del tamaño y forma de los granos y la porosidad.

η : Viscosidad del agua que es función de la temperatura.

Si consideramos un elemento infinitesimal de masa sujeto a filtración, la velocidad de agua que entra y sale del elemento puede representarse vectorialmente, sin embargo si no existe pérdida de carga, por continuidad del flujo el agua que entra debe ser igual al agua que sale como se muestra en la Fig. (4.1).

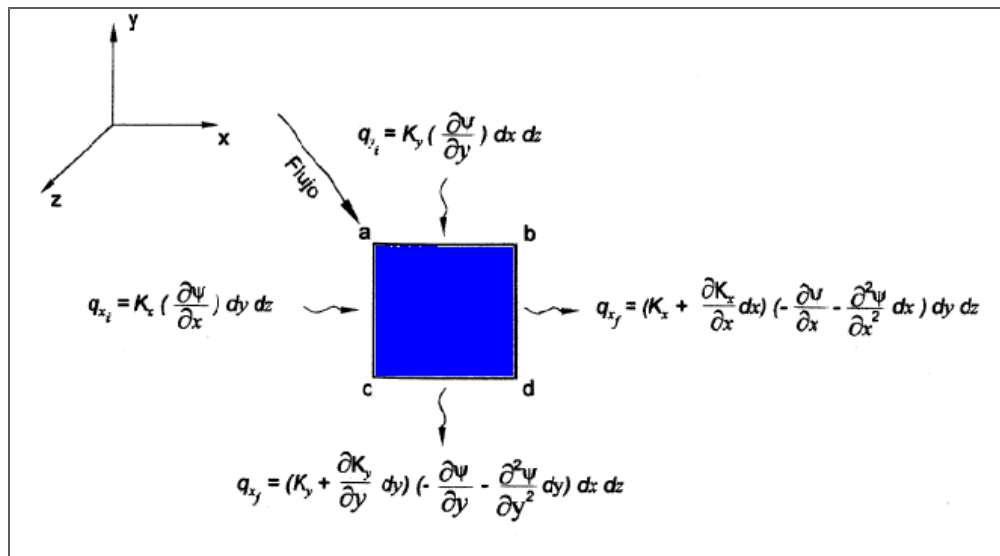


Figura (4.1) Flujo de agua a través de un elemento.

Suponiendo que la permeabilidad es constante y realizando algunos procesos matemáticos que en éste trabajo omitiremos, podemos escribir la ecuación básica del flujo laminar en el suelo de la siguiente manera:

$$k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{1}{1+e} \left(e \frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial e}{\partial t} \right)$$

Esta ecuación representa el flujo de agua en un caso particular.

Si consideramos que S (grado de Saturación) y e (relación de vacío), son constantes se obtiene la condición de un flujo establecido.

$$k_x \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0$$

k_x y k_y : Coeficientes de permeabilidad en las direcciones x e y respectivamente.

En la tabla 4.1 se presenta valores típicos de coeficientes de permeabilidad tanto de suelos granulares, como en suelos finos y mezclas de ellos.

Suelo	k, cm/s
Grava uniforme (GP)	0.2 a 1 ó más
Grava bien graduada (GW)	5×10^{-2} a 0.3
Arena uniforme (SP)	5×10^{-3} a 0.2
Arena bien graduada (SW)	10^{-3} a 0.1
Arena limosa (SM)	10^{-3} a 5×10^{-3}
Arena arcillosa (SC)	10^{-4} a 10^{-3}
Limo (ML)	5×10^{-5} a 10^{-4}
Arcilla (CL)	10^{-6} a 10^{-8}
Arcillas coloidales (CH, OH)	10^{-8} a 10^{-10}

Tabla 4.1 Coeficientes de permeabilidad típicos

5.2.2.- Redes de flujo

Una red de flujo es un sistema formado por dos familias de líneas, la línea de flujo y la correspondiente a líneas equipotenciales.

Para el caso de un suelo isotrópico puede demostrarse por consideraciones físicas y matemáticas que estas dos familias de líneas es decir las líneas de flujo y las equipotenciales son ortogonales entre sí.

De lo anterior podemos decir que una red de flujo quedará determinada una vez que se hayan establecido las líneas de flujo y las equipotenciales.

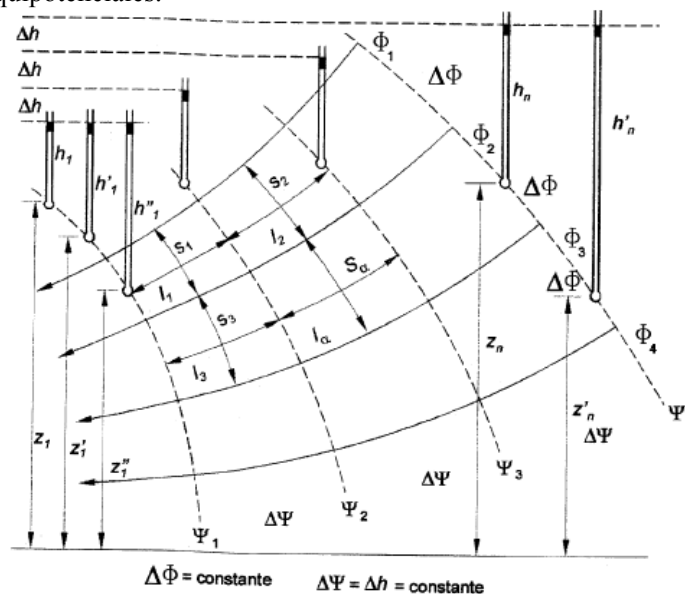


Fig. (4.2) Red de flujo de agua

Una red de flujo mostrada en la figura 4.2 resulta formada por rectángulos curvilíneos. La solución de la filtración en base de la red de flujo, se basa en un método simplificado, es decir, en base de las figuras comprometidas entre dos pares de líneas de flujo y líneas equipotenciales sean aproximadamente cuadradas.

Para facilitar el trazo de las redes de flujo se considera que $S_n/l_n = 1$, donde S y l son las dimensiones de los cuadrados curvilíneos.

También debemos considerar el valor de Δh resulta igual a la caída de potencial total, dividida entre el número de caídas equipotenciales: $\Delta h = \frac{H_F}{N_p}$

El gasto total correspondiente a una red de flujo, resulta igual al gasto de un canal multiplicado por el número de canales:

$$Q = \Delta q N_f$$

Una vez trazada la red de flujo, es posible determinar en cada punto, las siguientes propiedades:

La presión hidráulica:

$$u = \frac{H_F}{N_p} \frac{x}{l}$$

El gradiente hidráulico:

$$i = \frac{H_F}{N_p} \frac{1}{l}$$

La velocidad (Darcy) de la corriente en el conducto:

$$v = k \left(\frac{H_F}{l} \right) N_f$$

EL gasto : $Q = k H_F \frac{N_f}{N_p}$

El coeficiente $\frac{N_f}{N_p}$ define el valor característico de la red de flujo.

En la Fig. (4.3) se presenta un ejemplo de aplicación que corresponde a una excavación limitada por dos tablestacas impermeables, en este caso, el perímetro de las tablestacas define una línea de frontera de flujo y la base impermeable otra frontera. Los planos horizontales hacia cada una de las tablestacas son líneas equipotenciales.

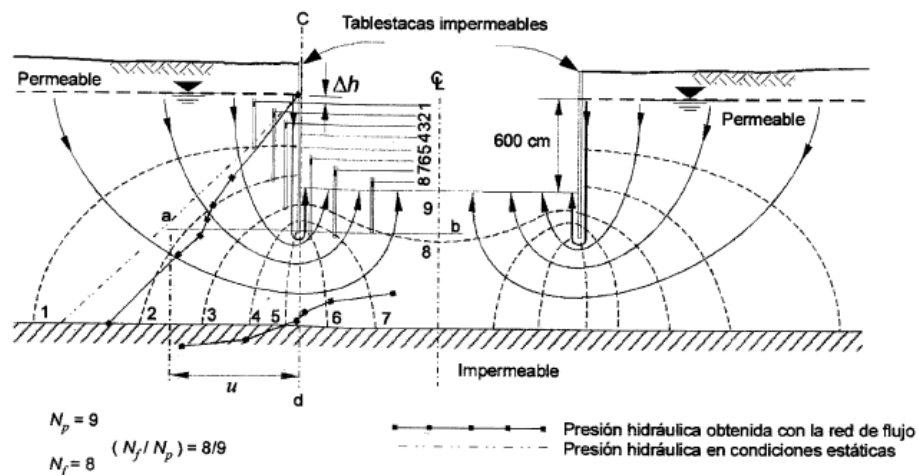


Fig. 4.3 Red de flujo para una excavación limitada por tablestacas impermeables

Podemos observar que tenemos 9 líneas equipotenciales y 8 líneas de flujo, utilizando un coeficiente de permeabilidad adecuado, podremos determinar la posible existencia de una falla de fondo por supresión.

5.2.3.- Análisis de grupos de pozo

Un pozo es un flujo horizontal a través de un estrato permeable, confinado por estratos impermeables, como se muestra en la Fig. 4.4, por lo tanto hay que conocer las condiciones de flujo y las presiones hidráulicas para prevenir falla en la estabilidad de las excavaciones, también es necesario evaluar los gastos y programar el bombeo necesario.

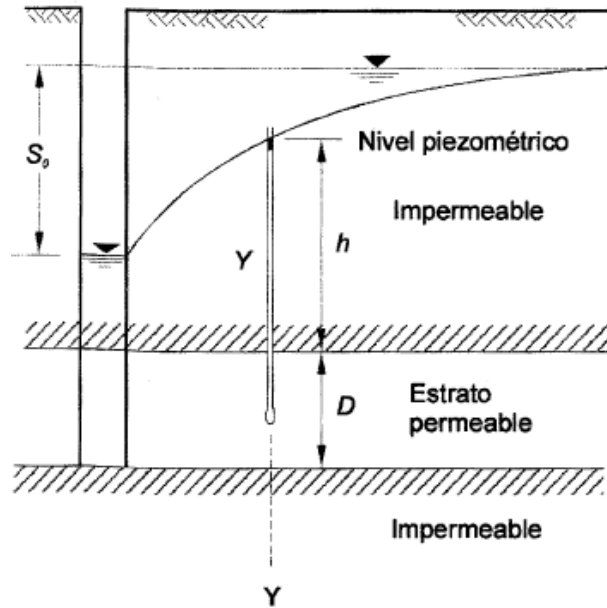


Fig. 4.4 Flujo de agua horizontal en un acuífero confinado

La descarga total del grupo de pozos es:

$$Q = k_a D S_0 \frac{N_f}{N_p}$$

D: Espesor del estrato permeable.

S_0 : Nivel del agua dentro del pozo (abatimiento)

Este mismo procedimiento se puede utilizar para el estudio de un grupo de pozos mediante por medio de las redes de flujo, siempre y cuando se determine el valor de R_0 correspondiente a la línea equipotencial de frontera, que se considera permanece sin afectaciones durante el bombeo realizado en los pozos.

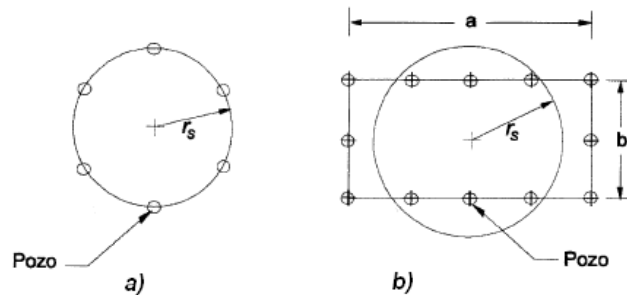


Fig. 4.5 Determinación de radio equivalente aproximado a) Para sistemas circulares;

b) Para sistemas rectangulares.

En algunos casos podemos considerar que un grupo de pozo actúa como un solo pozo de radio r_s . Esta aplicación es de gran utilidad para un sistema de pozos circulares espaciados entre sí. En el caso de sistemas de pozos rectangulares se lo puede resolver como un grupo de pozo circular de área igual a la envolvente de los pozos como se muestra en la figura 4.5, y obteniendo:

$$r_s = \sqrt{\frac{ab}{\pi}}$$

Otros análisis prefieren considerar que un sistema rectangular actúa como un sistema circular como el mismo perímetro.

$$r_s = \frac{a+b}{\pi}$$

5.2.4.- Flujo de Agua en excavaciones.

Al excavar bajo el nivel freático ocurren dos fenómenos:

- 1.- Disminución de los esfuerzos totales por la descarga de suelo excavado, que genera una disminución de esfuerzos efectivos y de la presión de poros, considerando que se va excavando sin cambio de volumen, existe un efecto de succión.
- 2.- Tendencia al flujo por la diferencia de niveles de agua entre el interior de la excavación y el suelo circundante.

De esta manera se producen dos gradientes que tienden a disminuir los esfuerzos efectivos debidos a la succión por descarga y a la diferencia de niveles de agua. Dependiendo de la permeabilidad del suelo y la geometría de la excavación, se desarrolla un flujo para restablecer la condición hidrostática, durante el cual aumenta el contenido de agua y disminuye el esfuerzo efectivo.

El objetivo del bombeo consiste en extraer el agua libre de la masa del suelo, mientras permanezca abierta la excavación, para evitar eventuales condiciones de inestabilidad y deformaciones excesivas.

5.3 Extracción de agua en los suelos

5.3.1 Extracción de agua en suelos arenosos

Debido a la alta permeabilidad de los suelos granulares, el flujo se establece de forma inmediata, por lo que el bombeo en este tipo de suelos se diseña para controlar el gasto de agua que se filtra hacia la excavación, esto se realiza para evitar fuerzas de filtración ascendentes y también para que el lugar de trabajo se mantenga en seco.

La instalación de instrumentación es necesaria para medir la carga hidráulica en un acuífero y evaluar el rendimiento de un sistema de abastecimiento, para esta evaluación se utiliza piezómetros y pozos de observación. Con el piezómetro se miden presiones, mientras que con el pozo de observación se determina el nivel freático en un acuífero libre.

Para la instalación de instrumentos de medidas es necesario que se conozca la estratigrafía de la zona, para no colocar instrumentos inadecuados y obtener información poco factible.

Instrumentación en arenas.- Los piezómetros que se utilizan en suelos arenosos son de tipo abierto y se pueden instalar en una perforación previa (piezómetro tipo Casagrande) o hincados (puntas piezométrica).

Piezómetro abierto en perforación previa.

Consta de un tubo vertical, de PVC o metálico de 1,3 cm de diámetro, con coples cementados y una celda permeable en su parte inferior, esta celda es un tubo de PVC de 4,8 cm de diámetro y 30 cm de altura, con ranuras horizontales de 1mm que permite el paso del agua Fig. 4.6. Se acostumbra llenar la celda permeable con arena de partículas mayores de 2mm, usualmente se coloca un filtro o una malla muy fina para confinar la arena de la celda.

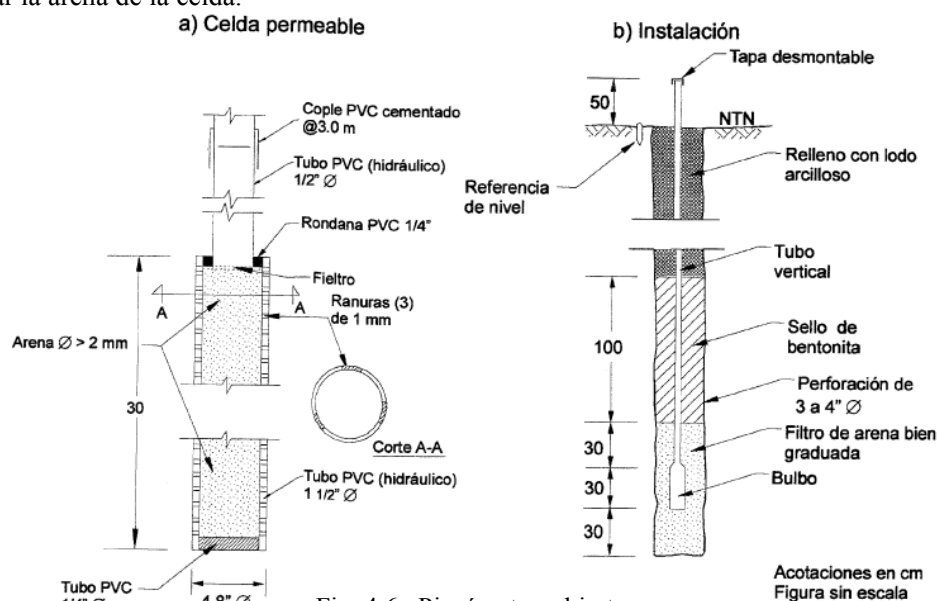


Fig. 4.6 Piezómetro abierto

El nivel del agua dentro del tubo se determina con una sonda eléctrica, cuyas lecturas resultan muy confiables, la posibilidad de instalarlos manualmente los hace particularmente útiles para colocarlos en sitios de acceso difícil.

Tubo de observación del nivel freático. - Permite observar la posición del nivel freático, así como su variación en los periodos de lluvias y sequía, también permite determinar el abatimiento de este nivel durante una prueba de bombeo o por el funcionamiento de un sistema de abatimiento. El tubo es ducto instalado dentro de una perforación, que se profundiza por lo menos un metro por debajo del nivel freático o del nivel del abatimiento previsto, su parte inferior es permeable para permitir la entrada del agua y la parte superior es sellada para evitar que el agua superficial entre al tubo, como se muestra en la Fig. 4.9

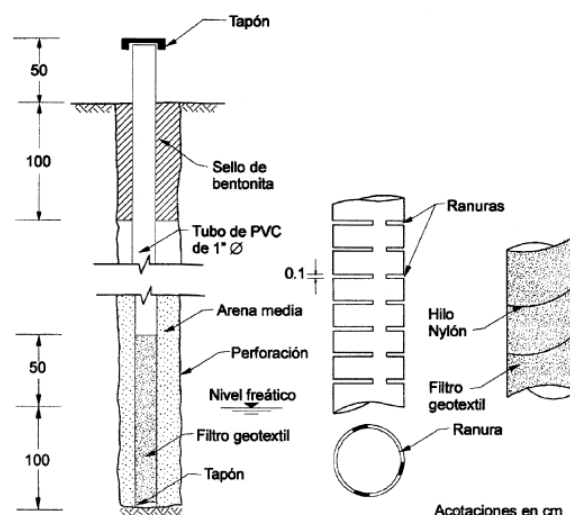


Fig. 4.9 Tubo de Observación

5.3.2 Extracción de agua en suelos finos

Los suelos arcillosos frecuentemente presentan microfisuramiento, así como intercalaciones de delgados estratos arenosos de mayor permeabilidad, por lo tanto el bombeo se realiza para extraer el agua libre y evitar que la microfisuras se activen y disminuir la modificación de esfuerzos efectivos por cambios en la humedad de los suelos finos.

Instrumentación en arcilla

Para medir presión de poro en arcillas deben utilizarse piezómetros neumáticos, que permiten medir directamente la presión. Sin embargo si se realiza un abatimiento en un estrato arenoso intercalado, en este último se deben instalar piezómetros abiertos para conocer la presión durante la excavación. El procedimiento de instalación es similar al indicado para piezómetros abiertos instalados con perforación previa, la presión que ejerce el agua se determina equilibrándola con aire, valiéndose de un sistema de presión controlada. (Fig. 4.10)

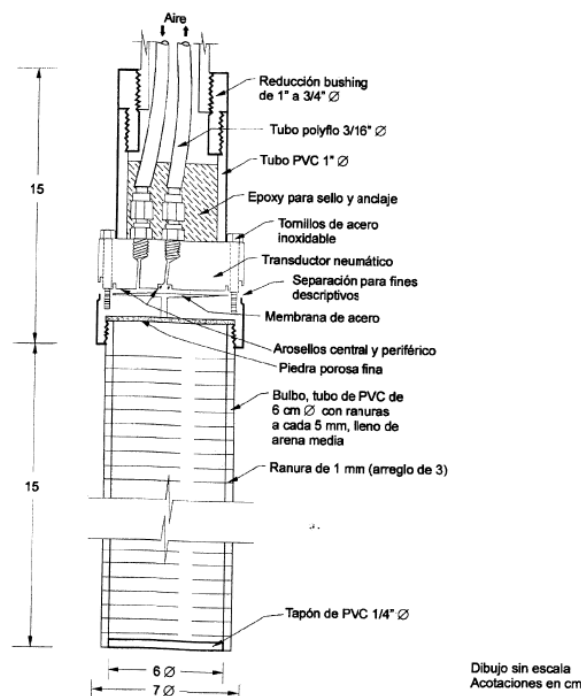


Fig. 4.10 Piezómetro Neumático

5.4 Diseño de sistemas de bombeo

5.4.1.- Pruebas de bombeo

Debido al costo que puede generar la realización de una prueba de bombeo queda totalmente justificada una prueba de éste tipo cuando el abatimiento representa un problema potencial para el costo del proyecto.

Una prueba de bombeo es parte del estudio geotécnico y para su programación debe tenerse un conocimiento completo de las condiciones estratigráficas, los niveles de agua y los ensayos de laboratorio, se debe tener información respecto a abatimientos previos realizados en el área, de pozos para abastecimiento de agua, o de la hidrología de la superficie.

Con la información disponible y considerando el abatimiento del nivel freático requerido para el proyecto, se puede determinar la capacidad aproximada de bombeo en el pozo, también podemos considerar los siguientes aspectos:

Tipo de bomba adecuada. Para el caso de suelos arenosos se utilizan bombas sumergibles y en suelos finos, se prefiere bombas de eyector.

Seleccionar el diámetro del Ademe adecuado, para admitir una bomba del tamaño necesario.

El pozo deberá penetrar todos los estratos que afectará el bombeo durante el abatimiento.

Duración del abatimiento en la prueba y de la recuperación.- El bombeo durante la prueba debe mantenerse el tiempo suficiente para definir el patrón de abatimiento característico del acuífero, es decir que se enlace una condición de flujo establecido.

Según Walton

$$t_b = \frac{1.35 \times 10^5 r^2 C_s}{T}$$

Donde:

t_b : Tiempo de bombeo dado en minutos.

r: Distancia del pozo de bombeo al pozo de observación considerado (pies)

T: Transmisibilidad del acuífero, en galones/día/pie.

C_s : Coeficiente de almacenamiento. Para acuíferos libres es igual a 0.2 y para acuíferos confinados varía de 0.0005 a 0.001.

Debe tomarse en cuenta que esta relación es aplicable a un acuífero ideal.

Generalmente el tiempo de abatimiento requerido varía desde unos minutos para acuíferos confinados y de varios días para acuíferos libres. Se puede adoptar un periodo de prueba de 24 horas para un acuífero confinado y de 7 días para un acuífero abierto.

El bombeo puede ser suspendido cuando alcanza una condición de equilibrio, en ocasiones se presentan equilibrios aparentes en acuíferos abiertos, en cuyo caso la prueba debe continuar hasta alcanzar un equilibrio real.

Después de suspender el bombeo, deben registrarse los niveles del agua en los instrumentos durante la recuperación, los datos de recuperación son significativos aproximadamente durante un lapso del 60% del tiempo de bombeo.

Análisis de los resultados.- Con los datos obtenidos durante la prueba y debidamente ordenados, se preparan gráficas con el tiempo en la escala horizontal (log) y el abatimiento o la recuperación en la escala vertical (aritmética). Debe anotarse cualquier observación registrada durante la prueba, de tal manera que puedan interpretarse los efectos ajenos a la misma.

Se debe seleccionar los datos más representativos para obtener el gasto y la permeabilidad.

Debemos notar que la formula general corresponde a un acuífero ideal, para lo cual estas gráficas resultan prácticamente rectas, para el caso de un acuífero real las curvas presentan una ligera distorsión. Considerando un análisis cuidadoso de las graficas, los parámetros para el diseño del abatimiento pueden deducirse con precisión suficiente.

En la Fig. 4.11 se presentan curvas hipotéticas para ilustrar desviaciones de la recta ideal. Este tipo de grafica sirve para una interpretación más cercana a la realidad, obteniéndose así parámetros más confiables.

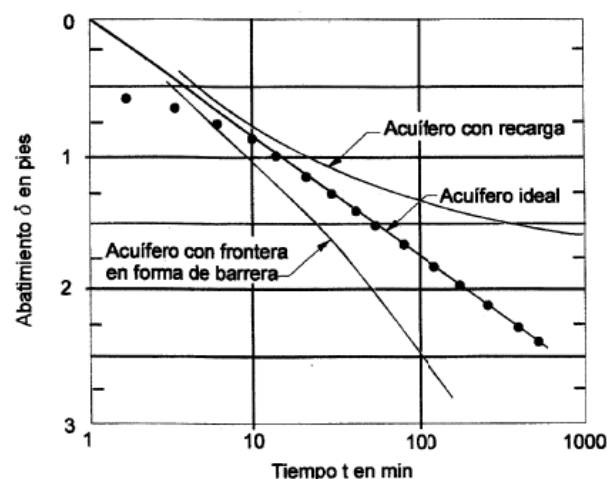


Fig. 4.11 Curvas de abatimiento vs. Log del tiempo, en un acuífero confinado que muestra el efecto de una recarga y de una frontera (Barrera).

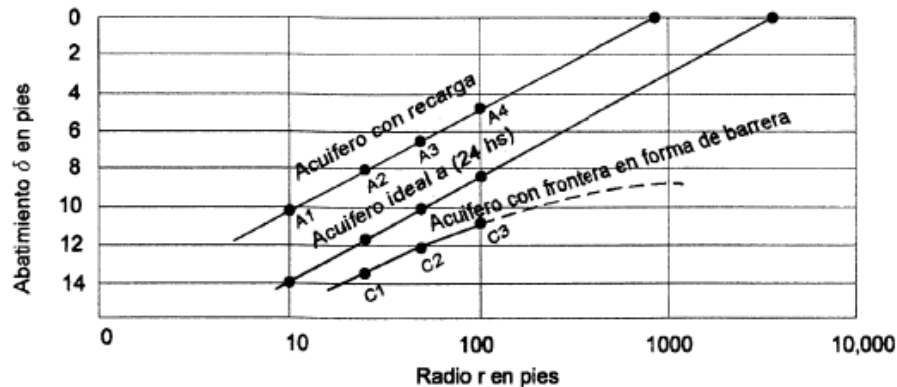


Fig. 4.12 Curva de abatimiento vs. Log del radio r, que muestra el efecto de una recarga

5.4.2 Diseño de sistemas de bombeo

Una bomba es un dispositivo mecánico relativamente sencillo, cuyo comportamiento debe ser predecible y confiable. Muchas de las dificultades en los trabajos de abatimiento de nivel freático pueden ser atribuidas a las bombas, ello se debe en general a usos inadecuados, instalaciones inapropiadas, o a operación y mantenimiento equivocados.

Una bomba para realizar abatimiento de nivel freático, debe ser seleccionada con una capacidad mayor a la del trabajo normal que va realizar, para abatimiento de nivel freático en excavaciones se han desarrollado varios tipos de bomba, que se describen a continuación.

Bombas sumergibles (tipo – becerro).– Esta bomba ofrece ventajas para el manejo de cárcamos y pozos poco profundos, con unidades de potencia desde una fracción hasta 100HP para corriente directa o trifásica. La mayoría de los modelos puede manejar pequeños sólidos en suspensión, en el caso que estas cantidades sean significativas, puede producir pérdida de su capacidad y hasta daños en el equipo. Por esta razón es necesario construir adecuadamente los cárcamos o pozos, como las unidades son robustas es necesario pozos de gran diámetro.

Bombas de pozos – puntas (well point).– Este tipo de bomba consta de una unidad centrifuga, una unidad de vacío y una cámara con válvula flotante. La bomba de vacío proporciona sellado continuo a la unidad, lo cual es esencial para el buen comportamiento de un sistema de abatimiento tipo well point. Es indispensable que su carga de succión positiva neta sea suficientemente baja para la aplicación que se requiere.

Bombas de tipo eyector.– Se utilizan particularmente en suelos finos, en los que se requieren un bombeo de volúmenes reducidos de agua y donde la baja eficiencia de los eyectores no es una desventaja. Por sus características desarrolla un alto vacío, si la columna del filtro en el pozo se sella con bentonita, el vacío se transmite al suelo, acelerando el drenaje de los suelos finos interestratificados con capas más permeables, aumentando la resistencia al corte del suelo. El costo de los eyectores es significativamente menor que los pozos profundos, por lo que pueden usarse económicamente en espaciamiento cerrados cuando las condiciones del suelo son adecuadas.

El principio del funcionamiento del eyector y las características de la instalación de un pozo de bombeo se observa en la (Fig. 4.13).

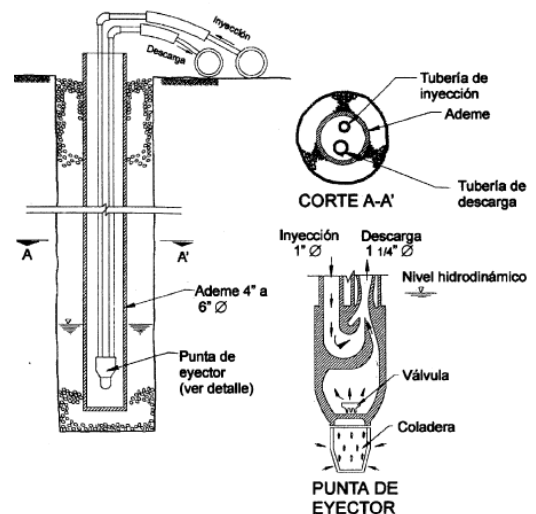


Fig. 4.13 Características de la instalación de un pozo de bombeo

5.4.3 Diagramas de operación de bombas

Para determinar la potencia de las bombas es necesario determinar el valor de carga dinámica total (CDT), que es la suma de todos los incrementos de energía que recibe el agua, por lo tanto tenemos que:

$$CDT = h_p + h_v + f_1 + f_2$$

La carga de velocidad se calcula en el punto de máxima velocidad con la expresión:

$$h_v = \frac{v^2}{2g}$$

Podemos observar en la Fig. 4.14 el cálculo de CDT para varias aplicaciones de bombeo.

Al seleccionar bombas para abatimiento, debe aumentarse un 10% a 15% a la CDT, para permitir que la bomba trabaje en condiciones no forzadas.

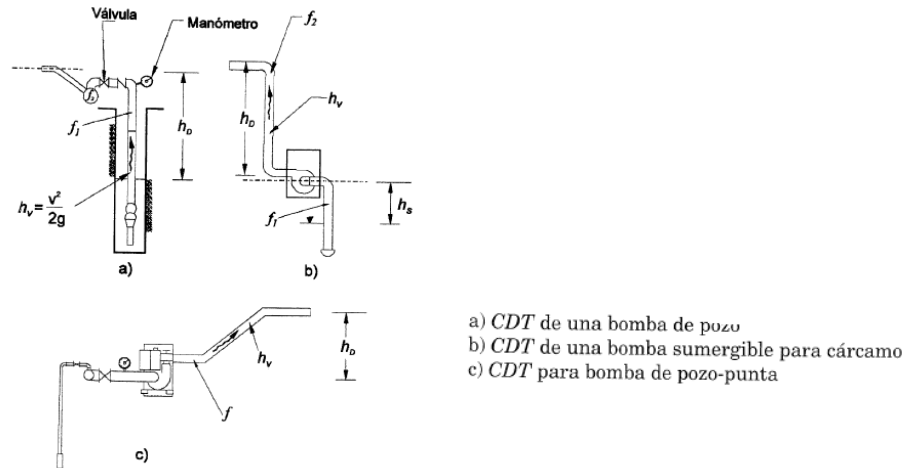


Fig. 4.14 Cálculo de la carga dinámica total (CDT)

La potencia de operación PO es la cantidad de energía en caballos de fuerza (HP) que se debe suministrar a la bomba para asegurar un correcto funcionamiento, donde:

$$PO = \frac{CDT(m) \times Q \left(\frac{l}{min} \right)}{4560 \times \eta}$$

η : Eficiencia de la bomba

5.4.4 Tuberías y arreglos de los equipos

Las tuberías para sistemas de abatimiento se fabrican en diferentes materiales, por lo tanto para la elección debe considerarse algunos aspectos tales como: que la mayoría de los sistemas de abatimiento son temporales, deben ser resistente al manejo normal del trabajo, diseñadas para la instalación y desmontaje de la misma varias veces. En el caso que el agua sea corrosiva, la tubería debe ser resistente a esa agresión. La tubería de hierro, es muy resistente y soporta múltiples usos, tiene un peso adecuado y fácilmente se puede soldar en la obra, sin embargo es sensible al agua corrosiva y agresiva. Las tuberías en PVC es comúnmente utilizado para trabajos de abatimiento por su bajo costo y su peso ligero, sin embargo es muy frágil y no puede manejarse con los mismos procedimientos de una tubería de hierro, por lo tanto debe esperarse rotura en los tubos cuando se instala y se desmonta frecuentemente.

En algunos casos y por las condiciones propias de obras donde se instalan pozos, es frecuente el uso de mangueras a partir de la salida del pozo, por que facilitan su movimiento de acuerdo con las necesidades de los trabajos de excavación, pero es necesario tomar en cuenta la presión de operación de los sistemas de bombeo y utilizar mangueras tramadas para la conducción del agua a presión.

Es importante tomar en cuenta que las líneas de descarga pueden contener cantidades apreciables de aire, por lo tanto se necesita válvulas adecuadas para permitir la eliminación automática del aire. La fig. 4.15 muestra la localización apropiada para válvulas de eliminación de aire o respiraderos.

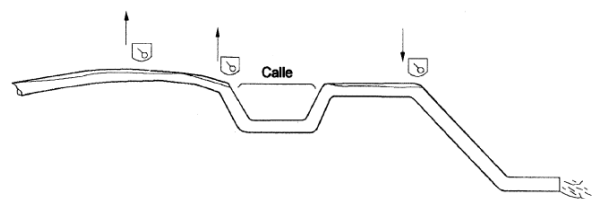


Fig. 4.15 Distribución típica de válvulas automáticas de extracción de aire (respiraderos)

5.5 Electroósmosis

Es de mucho valor e importancia para los sistemas de bombeo, contar con un tablero o panel para la instalación eléctrica con interruptores, arrancadores y conexiones debidamente señalados. Es necesario un sistema de emergencias para fallas de suministros de energía eléctrica como una planta o generador eléctrico de motor a gasolina, ya que algunas interrupciones prolongadas pueden poner en peligro la excavación porque la falta de bombeo permite la recuperación del nivel freático.

Electroósmosis

5.5.1 Introducción.

El fenómeno de la electroósmosis es el medio que produce movimiento de las moléculas de agua inducido por un campo eléctrico en un medio poroso, cada poro del material se considera como un capilar que está en contacto con una solución de agua que contiene iones, las superficies porosas de los materiales del terreno y así como los utilizados en la construcción de la edificación suelen estar cargados con carga negativa, pero en la proximidad de los muros se encuentran iones positivos o cationes, es por esto que se forma una doble capa, que se compone de una capa fija correspondiente a cationes absorbidos por la superficie (el muro) y de una capa móvil o difusa, si se introducen unos electrodos y se aplica potencia diferencial, la capa móvil se trasladará hacia el electrodo negativo o cátodo, llevando consigo las moléculas de agua, este movimiento de transporte del agua es lo que se denomina electroósmosis.

Existe electroósmosis activa y pasiva, cuando se trata de electroósmosis activa, lo que se busca es hacer descender la humedad del muro (la humedad de capilaridad), usando un campo eléctrico, para ello se coloca una serie de electrodos, en el muro que se desea secar y en el terreno, y se aplica una diferencia de potencial que puede ser continua o en forma de pulsos intermitentes; los electrodos son instalados en la pared por especialistas en el ramo y otros electrodos son instalados en el terreno, los electrodos instalados en la pared son puestos uno a uno mediante perforaciones que generalmente tienen como profundidad la mitad de la pared, y el electrodo puesto en tierra tiene una profundidad de aproximadamente 1,30m. Una vez instalados adecuadamente todos los electrodos y aplicados todos los materiales necesarios, se aplica un mortero drenante que sirva como desecación de la pared. La instalación queda lista y mediante un aparato electrónico que la empresa instaladora suministrara, se aplicará un impulso que generen los diferenciales de potencial buscados.

Este cambio en el movimiento de las moléculas de agua se induce mediante la aplicación de campos electromagnéticos gracias a la instalación de electrodos en la base de la pared afectada, así como una toma de tierra en las inmediaciones. Los electrodos, o sondas, colocadas en la parte inferior de la pared forman el polo positivo, mientras que la toma de tierra hace las veces de polo negativo. De este modo los iones móviles se van desplazando hacia el polo negativo arrastrando con ellos el agua: la pared se seca poco a poco.

5.5.2 Aplicaciones.

Una de las aplicaciones de esta técnica es en filtraciones de agua procedente del subsuelo ésta sigue una trayectoria ascendente del suelo hacia las paredes, y luego por el interior de éstas. La electroósmosis es un procedimiento que busca precisamente invertir el sentido de avance del agua a través de los poros del material.

Al aplicar la electroósmosis a una edificación con humedades procedentes del subsuelo puede hacerse de forma activa o de forma pasiva. En los modelos de electroósmosis activa se utiliza un generador eléctrico para crear una diferencia de potencial entre el polo positivo y el negativo: la eficacia del sistema mejora notablemente.

La electroósmosis es una técnica de drenaje del terreno que se emplea para la estabilización de arcillas blandas y limos, aumentando su resistencia por la reducción de su contenido de humedad, al ser terrenos que presentan problemas en el achique del agua mediante las técnicas convencionales de drenaje por sondeos.

CAPÍTULO VI

PROCESOS CONSTRUCTIVOS DE LAS ALTERNATIVAS DE CONTENCION EN EXCAVACIONES VERTICALES

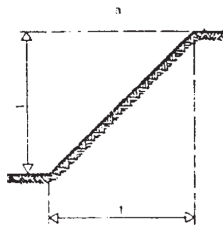
6.1 Medidas preliminares

Antes de comenzar con el trabajo, es necesario tener en cuenta una serie de medidas:

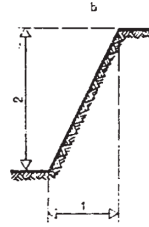
- Examinar las características del terreno.
- Asegurarse de la ubicación de todas las instalaciones del subsuelo que entrañen peligro.
- Cortar o desplazar en lo posible estos suministros.
- Si no fuera posible esto, colgarlos.
- Limpiar el terreno de árboles, piedras y demás obstáculos.
- Vallar y señalizar la excavación.

6.2 Procedimientos generales

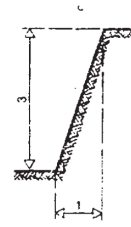
- Los desniveles de terreno deben protegerse mediante taludes apropiados o apuntalamientos.



T. desmoronables



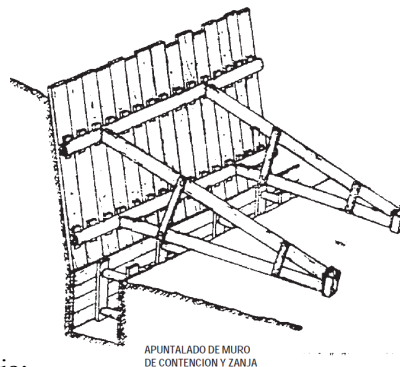
T. blandos pero consistentes



T. compactos

Pendientes máximas de los taludes admitidas en tres tipos de terrenos

- Examinar las propiedades colindantes para detectar:
 - Defectos estructurales
 - Asentamientos irregulares
 - Grietas preexistentes
- Tomar fotografías y levantar acta notarial sobre el estado preexistente de las construcciones adyacentes.
- Las construcciones adyacentes deben ser apuntaladas para que no asienten ni tengan movimientos laterales.



- Se debe proteger contra la lluvia:
 - Los cimientos por socavación
 - Las medianeras por filtraciones
- Los taludes sobre aceras y calles se deben apuntalar considerando los vehículos que sobre ella circulan.
- Los apuntalamientos muy peligrosos deben estar calculados por un profesional.
- Se debe constatar que:

- Los puntales estén asentados en terreno firme
- Las descargas sean normales al terreno
- Los puntales estén arriostrados entre sí
- Disponer un espacio para desechar el material de las excavaciones y una ruta para su acarreo.
- Donde haya presencia de humedad los trabajadores deben disponer de botas y ropa impermeable.
- No trabajar de noche.
- Los obreros deberán dar aviso ante cualquier indicio de debilidad de los apuntalamientos o taludes.
- Ante una irregularidad:
 - Señalizar el riesgo
 - Evacuar la excavación
 - Averiguar las causas
 - Recalcular las entibaciones

6.3 Sistema de contención Rígido

6.3.1 Muro Milán

Tipos de Muro Milán

Las técnicas de construcción de Muros Milán han sido un campo fértil para la capacidad de innovar, tanto en lo referente a equipo de excavación como en los detalles constructivos. En cuanto al procedimiento de construcción se han seguido diferentes soluciones a través de varios tipos de muros:

- ⊙ *Muro Milán convencional hormigonado en el lugar.*
- ⊙ *Muro Diafragma realizado con piezas prefabricadas con avance modular.*
- ⊙ *Muro Diafragma realizado con piezas prefabricadas con avance continuo.*
- ⊙ *Muro Esbelto*

6.3.1.1 Descripción del proceso constructivo

- a) **Construcción de Muro hormigonado en el lugar.**- La construcción de los muros hormigonados en el lugar tienen reglas generales que sirven para asegurar que se alcance la seguridad necesaria para su empleo como muro estructural. Se identifica como tablero a un trazo de zanja que se profundiza con una maquina excavadora vertical, colocada en tres posiciones para alcanzar una longitud horizontal típica de unos 6m de profundidad requerida; en cuanto el ancho, primero el de la excavación y después del muro terminado, usualmente es de 60 a 80cm.
- b) **Construcción del muro con avance modular.**- La empresa francesa Bachy desarrolló la técnica pionera de colocación de muros prefabricados. La excavación de la zanja se estabiliza inicialmente con lodo arcilloso o bentonítico; ese lodo, previamente a la colocación de los prehormigonados de concreto se sustituye con lodo fraguante. Las piezas prehormigonadas son una secuencia de piezas verticales de concreto ensambladas mediante un gancho de acero y placas guías también de acero. Una vez colocadas todas las piezas, el lodo fraguante endurece hasta alcanzar una resistencia similar a la del sub-suelo para soportar y confinar al muro en su posición. El avance de excavación de estos muros se lo hace en zig-zag, de esta manera se logra la colocación continua de las piezas prefabricadas y se aprovecha al equipo de construcción el mayor tiempo posible.
- c) **Construcción del muro con avance continuo.**- Esta ingeniosa técnica desarrollada en Francia por la empresa Soletanche (1970) con el nombre de parasol; permite lograr un procedimiento continuo con avances de excavación largos y aprovechamiento máximo del equipo de construcción. La capacidad estabilizadora de los lodos fraguantes está basada en su mayor densidad, que permite excavaciones seguras de gran longitud, haciendo factible separar el proceso de la excavación de la zanja y el de colocación de las piezas prefabricadas, ésta es la esencia de la técnica Soletanche que conlleva a un procedimiento más ordenado y eficiente.

- d) **Muros esbeltos.**- Se define como muro milán esbelto aquel cuyo espesor es de 30 a 45cm., estos espesores hasta hace pocos años eran irrealizables, porque se carecía de la maquinaria necesaria para llevar a cavo la excavación. La importancia de poder fabricar muros milán esbelto lo hace accesible a mayores aplicaciones. En cuanto la manera de construirlo es igual a los de tamaño usual ecepto que se requiere maquinaria adecuada que incluso puede operar en áreas reducidas.

6.3.1.2 Recomendaciones para el proceso constructivo

Para la construcción de los muros milán es necesario tener en cuenta ciertas normas que servirán de mucha ayuda al constructor en el momento de la ejecución:

- a) Las paredes de la zanja deben ser estables, tanto y durante el proceso de la excavación como de la colocación del concreto. Los derrumbes de las paredes producen oquedades en terreno que deben ser llenadas por el concreto, alterándose así la forma optima del muro.
- b) Si el producto de los derrumbes se acumula en el fondo de la zanja y no es removido antes de colocar el concreto, este se mezclará con el suelo contaminado y sedimentado en el fondo.
- c) Si el derrumbe se produce durante el proceso de hormigonado, caerá sobre el concreto fresco y se mezclará con la lechada, contaminando así el concreto.
- d) Para evitar el derrumbe de las paredes se llena la zanja, generalmente, con una lechada viscosa constituida por una suspensión coloidal de bentonita en agua. Para que esta lechada sea eficaz, se debe mantener dentro de ciertas normas de viscosidad, densidad y limpieza durante todo el proceso de excavación y la colocación del concreto.
- e) El concreto debe mantener una alta fluidez durante todo el tiempo de hormigonado para garantizar su comportamiento como un líquido viscoso y pesado, capaz de fluir con libertad y desplazar a la lechada de manera continua e in-interrumpida. De esta manera el concreto ocupará todo los espacios en el interior de la zanja, formando así un cuerpo sólido y continuo, un perfecto contacto con las paredes, las juntas verticales que se forman con el contacto entre tableros contiguos y la superficie de las varillas de acero de refuerzo.

6.3.1.3 Zanjas guías y brocales

La zanja guía es una ranura en la superficie del terreno cuyo ancho es igual al muro más la tolerancia que permite el paso de la almeja de excavación y la profundidad generalmente es la misma a la del extracto del suelo superficial inestable.

El brocal es revestimiento que protege a la zanja en la parte superior. La zanja guía con el brocal cumplen con los siguientes objetivos fundamentales.

- a) Precisar la posición topográfica de los muros incluyendo los ángulos y las curvas necesarias.
- b) Comprobar que no hay instalaciones municipales, ductos o cables en la traza del muro.
- c) Controlar la operación excavación obligando a que la almeja entre en la posición correcta.
- d) Estabilizar la parte superior de la excavación y evitar caídos locales.
- e) Confinar el lodo y facilitar el control de su nivel durante la excavación.
- f) Facilitar la colocación de la junta y en caso necesario servir de apoyo para sostenerla.
- g) Soportar la jaula de acero de refuerzo en posición fija para evitar que penetre o se levante.
- h) En caso necesario servir de apoyo al paso de la maquinaria pesada de excavación y maniobra.

La zanja se la excava con maquinaria ligera y a mano de toparse con instalaciones sub-terráneas. Generalmente los brocales se los construye de hormigón armado, de lámina con un apoyo estructural y de estructura metálica siendo estas últimas poco usada por la dificultad en el ajuste de las piezas verticales y horizontales a las irregularidades del terreno, pero desde el punto de vista económico son nada despreciables.

El brocal que más se utiliza es de hormigón armado y es el que reviste la zanja con un espesor de 10 a 15 cm. Ligado a una losa horizontal de ancho de 0.60 a 1.00 m. para proporcionar rigidez longitudinal a los muros y permitir el paso del personal de la obra con seguridad que consta de una malla electrosoldada y un juego de pares de oreja para sujetar la jaula de acero de refuerzo.

La ejecución de un muro tipo pantalla conlleva a tener un buen diseño de la zanja guía y del brocal a continuación se presenta algunas recomendaciones para construir:

- a) Es muy frecuente que la profundidad de la zanja del brocal sean insuficiente para sostener la parte superior de la excavación, provocándose salientes o panzas en el muro terminado.
- b) La estabilidad de los brocales es casi siempre precaria y por ellos siempre debe mantenerse acunados con puntales de madera para evitar que se muevan horizontalmente, los cuales deben ser retirados durante la excavación y nuevamente colocados hasta que se inicie el hormigonado.
- c) Es necesario dar la profundidad adecuada al brocal porque se puede producir caídos locales justo abajo.
- d) El relleno debe ser remplazado por un suelo estabilizado con cemento y muy bien compactado para no permitir el hundimiento seguramente por humedecimiento.
- e) La ausencia de los puntales o golpe con la maquinaria excavadora permiten el giro del brocal.

6.3.1.4 Excavación de zanja

Las zanjas necesarias para alojar el muro hormigonado in situ se excavan generalmente, empleando cucharones de almeja de diseño especiales que garantizan las dimensiones y la verticalidad de los muros.

El ciclo de excavación de zanja se define como el tiempo requerido para instalar la máquina zanjadora, centrar y bajar la almeja, excavar, subir la almeja, dejar que escurra el lodo bentonítico y vaciar el material.

Los ciclos de excavación para casi todas las almejas varían entre 2 y 4 minutos, dependiendo el tipo de suelo que se atraviese.

Dimensiones geométricas usuales

- Las tres dimensiones más importantes del muro son:
- La tolerancia lateral de 2.5 cm. entre la almeja y el ancho del brocal.
- La penetración mínima de 1 cm. de la junta de las paredes de la zanja
- El recubrimiento mínimo de acero de 6 cm.

Siendo estos valores constantes para cualquier ancho del muro y los demás serán proporcionales.

Estabilización de las zanjas:

Usualmente, las zanjas se mantienen llenas de lechada bentónica, la cual ejerce un empuje hidrostático sobre las paredes e impide que estas colapsen. Al extraer el suelo excavado se libera la presión horizontal natural sobre las paredes y se genera en el plano vertical una condición de equilibrio plástico que desarrolla un empuje activo de Rankine. Para que la zanja se mantenga estable es necesario que el empuje activo sea menor que la presión hidrostática ejercida por la lechada. Las partículas coloidales de bentonita se adhieren a las paredes de la zanja, formando una delgada costra impermeable, llamada cake, que impide la fuga de la lechada en excavaciones realizadas en depósitos de suelo permeable.

El empuje depende de la resistencia al corte de los suelos atravesados por la zanja y de la posición del nivel freático. La presión hidrostática ejercida por la lechada depende de su densidad.

6.3.1.5 Colocación de juntas

Las juntas de acero se instalan inmediatamente después de terminar la excavación y antes de colocar el acero de refuerzo. Su extracción debe realizarse al concluir el hormigonado.

En general la geometría de las juntas debe estar en congruencia con la forma de la almeja con la que se realiza la excavación de la zanja, además las juntas deberán satisfacer los siguientes requerimientos:

- ✧ Resistir la presión del concreto fresco sin experimentar excesiva distorsión o deformación y sin permitir la fuga lateral del concreto.
- ✧ Su rigidez debe asegurar que la formación tolerable sea del orden de unos milímetros.
- ✧ Proteger el panel previamente hormigonado de los impactos de la almeja y permitir la excavación del panel adyacente.
- ✧ El machihembrado que produce la junta deberá quedar limpio ser capaz de soportar cierta fuerza cortante entre paneles consecutivos además dificultará el paso del agua buscando que la unión entre los módulos sea lo más hermética posible.
- ✧ La junta deberá ser construida con aceros y métodos simples a un costo compatible con el proyecto.
- ✧ Las juntas pueden ser de concreto cuando quedan incluida en el muro, también se acostumbra que sean de perfiles de acero.

6.3.1.6 Limpieza del fondo

Antes de colocar el concreto, el fondo de la zanja debe estar completamente libre de sedimentos blandos para evitar que estos se mezclen con el concreto fluido o se queden en el fondo impidiendo el buen contacto de concreto con terreno natural compactado, lo cual reduce la capacidad de carga de la junta y genera grandes asentamientos diferenciales entre las pilas. Por ello es siempre necesario hacer la limpieza de fondo, extrayendo el material sedimentado mediante una bomba neumática de succiones (air-lift) o una bomba eléctrica sumergible, al mismo tiempo que se elimina el exceso de arena de la lechada haciéndola circular por un separador centrífuga. Después de eliminada la arena se le agrega lechada fresca para justar la viscosidad y se reincorpora a la lechada que llena la zanja.

6.3.1.7 Colocación de la armadura

Izado.- Al levantar los armados de acero suelen sufrir distorsiones y deformaciones por peso propio. En el diseño de la jaula de acero de refuerzo es necesario decidir si las parrillas del armado serán una jaula rígida o flexible; las jaulas rígidas se logran agregando varillas soldadas para arriostrar; en muchos casos se prefieren las jaulas flexibles, debido a economía y a que son menos susceptibles a sufrir deformaciones permanentes durante el manejo. Para el izado de las jaulas se requiere de balancines y dos líneas de estrobos que sujetan a las jaulas, de tal manera que se eviten deformaciones por pandeo; una vez que el armado deslice dentro de la zanja y también segura el recubrimiento mínimo, los cuales se describen más adelante.

Uniones.- La altura de las parrillas están determinadas por: La altura libre en obra, la capacidad del equipo disponible, la longitud y profundidad de los muros, las condiciones de apoyo dada por el procedimiento constructivo; si se hace necesario recurrir al corte de las parrillas, la unión de ellas deberá realizarse por medio de traslape, soldadura o del algún dispositivo mecánico.

El procedimiento de unión de las parrillas empieza para levantar e introducir el primer tramo dentro de la zanja, dejando un tramo libre fuera de ella soportado con barras transversales horizontales apoyadas en los muros guía; se iza y se acopla el segundo tramo de acero de refuerzo; para hacer la unión vertical de los tramos se recurre a alguna de las siguientes uniones:

- ✧ Traslape de las varillas con la longitud de especificación y amarre con alambre.
- ✧ Traslape de las varillas con la longitud de especificación y amarre con perros o grapas “U”

- ✍ Unión de las varillas en sus puntas con conectores mecánicos de presión.
- ✍ Soldadura longitudinal de las varillas con longitud de especificaciones.

Descenso de refuerzo.- La maniobra se realiza lentamente de manera constante, plomeado verticalmente el armado y haciendo coincidir los centros de zanjaz y parrilla; se deberá cuidar que los armados no se asienten en el fondo de las zanjaz; al terminar de introducir el acero deberá mantenerse suspendido a la elevación correcta, por lo que las parrillas deberán tener orejas o lazos de varillas para su anclaje con el brocal.

6.3.1.8 Hormigonado

La técnica más usada es la técnica del hormigonado sumergido, para esto, se introduce hasta el fondo de la zanja un tubo “premie” o “contractor” mediante una tubería de 15 a 30cm, con longitudes parciales de 1 a 3m, ensamblados mediante un biselado que permite un atornillado y destornillado rápido.

- ✍ La tubería lleva en la cabeza una tolva para la recepción del hormigón, que se vierte de forma continua y va expulsando el lodo bentonítico hasta que rebosa por la parte superior de la zanja.
- ✍ La tubería debe ser lisa por dentro y por fuera para que el concreto fluya libremente en el interior y se evite que el tubo se atore en el armado.
- ✍ Las uniones entre los tramos debe ser hermética para que no se permita la entrada d3 fluido de la zanja a su interior.

Dado este sistema especial de hormigonado, es necesario que el hormigón fresco cumpla con determinadas especificaciones que garantice la correcta ejecución. Así el tamaño máximo del agregado grueso deberá ser de 30mm si es canto rodado y 20mm si es piedra triturada, la consistencia del hormigón debe ser fluida con un revenimiento en el cono de Abrams del orden de 16 a 22cm y las dosificaciones de 350kg/cm³ para resistencia a compresión simple mayores de 200kg/cm².

Es necesario destacar que la gran fluidez del hormigón, unida a la extrema limpieza de la zanja y de la lechada bentonítica, son condiciones indispensables para lograr un hormigonado integral del muro, es decir, libre de discontinuidades, de contaminación, impermeable y estructuralmente resistente.

6.3.1.9 Extracción de las juntas

Cuando ha empezado el fraguado inicial del concreto en uno de los módulos del muro, debe levantarse axialmente la junta unos 2cm con la finalidad de romper la adherencia. El tiempo para iniciar la excavación del siguiente panel dependerá de la protección y ancho que proporciona la junta. La maniobra para retirar la junta, requiere de una grúa capaz de halar y de aplicar una fuerza horizontal ligera.

6.3.1.10 Equipo requerido par la construcción de Muros Milán

- ✍ **Almejas de caída libre.-** Estas almejas son ideales para excavar zanjaz de gran profundidad, dependiendo de la longitud de los cables y la capacidad de la fuerza de cierre con las que se operen.
- ✍ **Almeja hidráulica guiada.-** Se emplea para la excavación de zanjaz en suelos de consistencia variable desde arcillas blandas hasta arena y grava, estos equipos pueden alcanzar profundidades de excavación de 30 a 40m.
- ✍ **Retroexcavadoras.-** Son capaces de excavar zanjaz de 7m de profundidad que equipadas con extensiones hidráulicas llegan hasta 12m de profundidad.
- ✍ **Perforadoras de circulación inversa.-** Están dotadas con bombas de alta eficiencia y bombas de vacío integrada para eliminar el aire atrapado al incorporar cada barra a la columna de perforaron, esto ha permitido que tengan una notable productividad que llegan a excavar 21m³/hr en arcillas y 17m³/hr en arenas esto hace factible que excavar la zanja del muro Milán se transforme en una técnica usual.

✍ **Excavadora de canchilones de corte para profundidad.**- O también llamada **Else**, consiste de un canchilón o cuchara de corte articulada que penetra al suelo guiada por un mástil estructural, esta alcanza una profundidad de excavación de hasta 10m.

✍ **Hidrofesa.**- Estas zanjadoras se desarrollaron para cortar suelos muy duros y rocas de hasta 100kg/cm² de resistencia a la compresión simple, han alcanzado profundidades de hasta 100m, particularmente para la conformación de barreras impermeables de material rígido o flexible.

6.4 Sistema de contención Flexible

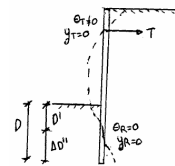
6.4.1 Muros Tablestacas.

Las tablestacas se construyen desde la superficie hacia abajo hincándolas, resulta ser muy eficiente en lugares que el nivel freático es muy alto o el suelo es muy blando, donde el costo del muro sería muy caro.

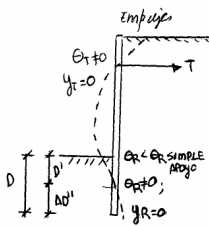
Tipos de tablestacas

Las tablestacas pueden clasificarse atendiendo a varios factores, pero a continuación nombraremos en función de su forma ya que de esta manera la tablestaca logra su estabilidad, existiendo los siguientes tipos:

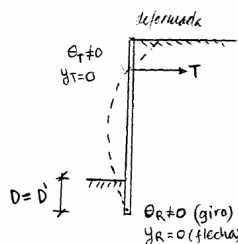
- Tablestaca anclada simple apoyada.
- Tablestaca anclada semi-empotrada.
- Tablestaca anclada empotrada.
- Tablestaca anclada, empotrada con cesiones en el anclaje.
- Tablestaca en voladizo.



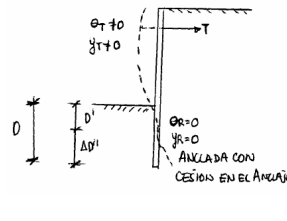
3. Anclada empotrada.



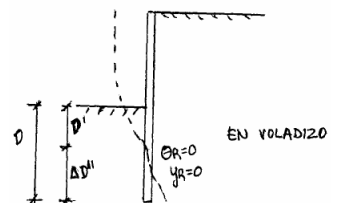
2. Anclada, semi-empotrada.



1. Anclada, simplemente apoyada



4. Anclada, empotrada con cesión en el anclaje.



5. En voladizo.

Tablestacas metálicas.

Por su configuración, espesor de material, anchura y la calidad de acero estas se adaptan a la moderna técnica de hincar. Especialmente en su forma simétrica lo que asegura un comportamiento para instalación e introducción por maquinaria de hincado.

Debido a los altos límites de alargamiento del acero posee una gran resistencia a la torsión la cual lo protege óptimamente contra las deformaciones propias del terreno.

Perfiles ligeros.- En contraste con las tablestacas los perfiles ligeros tienen uniones de cerradura y se emplean sobretodo en suelos no cohesivos o cuando existe la posibilidad que haiga agua subterránea. Aunque la unión de soldadura no garantiza estanqueidad al agua, normalmente se produce un efecto estanqueizador que se va incrementando a medida que en el laberinto de cerradura se depositen partículas finísimas de tierra. Tanto para el hincado como para la extracción, hay que tener en cuenta la fricción adicional que estas cerraduras producen.

Codales.- se componen únicamente de tubo y roscas, la rosca trapezoidal es de dos entradas, es decir, que con una vuelta se logran 2.5cm de recorrido de ajuste. Su apoyo angular especial se sostiene sobre el alma de la vigas de refuerzo, y garantiza permanentemente la entrada céntrica de los refuerzo, al mismo tiempo que impide y resbalamiento de los codales.

Las vigas de refuerzo.- Suelen componerse de perfiles según la distancia entre codales y condiciones estáticas. Son necesarias las vigas de refuerzo mediante cadenas o cuerdas para que no se resbalen.

Instalación y extracción.- las tablestacas o perfiles ligeros se hincan a la profundidad requerida bien antes de la excavación o en una excavación previa. Como maquinaria suelen utilizarse preferentemente equipos de vibración o pistones eléctricos o hidráulicos. Los equipos de vibración tienen la ventaja de funcionar con poco perjuicio para el medio ambiente, además de servir también para los trabajos de extracción.

Durante el proceso de excavación, se van instalando vigas de refuerzo y codales según las condiciones estáticas del caso. El apoyo inferior de las tablestacas o perfiles ligeros suelen obtenerse por empotramiento en el fondo de la excavación. Una vez realizada la excavación y teniendo las seguridades del caso se retiran las vigas de refuerzo y codales, se extrae la tablestaca. Si se procede correctamente, los asentamientos posteriores quedan prácticamente excluidos.

Ventajas

- Se adaptan a todas las condiciones estáticas.
- Zona de trabajo de gran altura gracias al empotramiento en el fondo de la excavación.
- Por su grado de manejo las hace económicamente rentables.

Desventajas

- Generalmente hay agua del lado opuesto.
- Son estructuras flexibles.
- Son construidas en lugares con el nivel freático alto o donde el suelo de la cimentación no ofrece resistencia adecuada.
- Posible aparición de régimen mixto de empujes.
- Son delgadas y por lo tanto la base no trabaja en su estabilidad.



6.4.2 Cortes Apuntalados

Como primer paso en la construcción de cimentaciones, se encuentra la excavación del suelo o roca que yace bajo la superficie y por encima del nivel de dicha cimentación. Por lo tanto las excavaciones tienen como función preparar el terreno para la futura construcción del sistema de cimentación propuesto. Generalmente el proceso constructivo y método de excavación son elegidos por el Ingeniero Contratista, aunque en algunos casos se recomienda directamente por el diseñador.

Excavaciones Apuntaladas

Cada uno de los tipos de excavación (Profundas y Poco Profundas) tiene un método de apuntalamiento, por esta razón se considera que un buen método es aquel que reduce al máximo las deformaciones y protege lo mejor posible las construcciones y estructuras vecinas a la excavación e inclusive el interior de la misma excavación.

Son consideradas excavaciones Poco Profundas, aquellas que se encuentran entre 1 y 5 m, por lo tanto las Profundas son aquellas mayores de 5 m

El apuntalamiento consiste en sostener el material adyacente a la excavación con el fin de reducir al máximo los efectos inevitables que una intervención de este tipo conlleva. Estos efectos se producen debido al cambio de esfuerzo en el suelo y comúnmente se presentan en forma de hundimientos y deformaciones.

Excavación Apuntalada con Anillos de Cemento

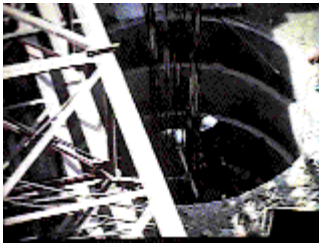
Excavación Apuntalada con Vigas Metálicas

Puntales desarmados

Dentro de las funciones del Ingeniero se encuentra la de estar completamente familiarizado con los métodos y procesos utilizados en las excavaciones y apuntalamientos con el fin de evitar errores que pueden ser desastrosos.

Una de las recomendaciones que se hace comúnmente en cuanto al apuntalamiento es la de preesforzar cada puntal durante su colocación.

El método de preesforzar los puntales consiste en colocar con anterioridad al puntal definitivo dos puntales auxiliares equipados con gatos hidráulicos encargados de separar los largueros, para luego insertar y acuar el puntal definitivo. Una vez colocado este, se retiran los gatos y puntales auxiliares transmitiéndole esfuerzos de varias toneladas al puntal definitivo.



Excavación apuntalada con anillos de cemento



Excavación apuntalada con vigas metálicas



Puntales desarmados



Excavación sin apuntalar



Proceso de Excavación



Perfeccionamiento del talud de excavación

6.4.2.1 Proceso constructivo de apuntalamiento de excavaciones poco profundas

Debido a condiciones de linderos y reducción en las áreas de trabajo para las construcciones, es común encontrar frentes de excavaciones verticales en los cuales es recomendable apuntalar. En el caso de excavaciones poco profundas se utilizan tabloncillos alrededor de la excavación unidos por medio de vigas perimetrales denominadas largueros soportadas entre ellas por los puntales. Estos puntales pueden ser metálicos, en madera o inclusive si la excavación es muy ancha se utilizan cerchas.

- Excavación Apuntalada con Madera
- Excavación Apuntalada con Cerchas Metálicas
- Cerchas Metálicas con Puntales
- Cercha Metálica como modo de Apuntalamiento

6.4.2.2 Proceso constructivo de apuntalamiento de excavaciones profundas

Para este caso, es común la utilización de las tablestacas, pilotes metálicos en forma de "H" e inclusive muros pantalla en concreto. El proceso más común en estos casos es el de hincar las tablestacas y trabarlas para luego retirar el material del interior. A medida que se va profundizando, se van colocando los largueros y puntales. En el caso de utilizar pilotes, el procedimiento es el mismo y la diferencia radica en que una vez retirado el material del área de los pilotes se colocan tablas acuaradas entre ellos para luego ubicar los largueros y puntales.



Excavación apuntalada con madera



Excavación apuntalada con cerchas metálicas



Cercha metálica con puntales



Cercha metálica como modo de apuntalamiento

6.5 Seguridad en excavaciones profundas

6.5.1 Generalidades

Antes de los años 70, la mayoría de las excavaciones eran apuntaladas con vigas de madera. Los apuntalamientos de madera eran muy costosos, su instalación requería un tiempo considerable y tenían que ser ajustados con calces y cuñas varias veces al día.

La entrada a una excavación sin soporte para poner o sacar las vigas de apuntalamiento probó ser muy peligroso. El desarrollo de apuntalamientos hidráulicos o neumáticos livianos ha reducido considerablemente el peligro de entrar a una excavación no sostenida.

Otro aparato que contribuyó a la seguridad del trabajador fue el cajón de zanjas. Un cajón de zanjas puede ser colocado dentro de una excavación antes de entrar los empleados.

6.5.2 Riesgos

La mayor parte de los trabajos de construcción comprenden algún tipo de excavación para cimientos, alcantarillas y servicios bajo el nivel del suelo. El cavado de zanjas o fosos puede ser sumamente peligroso y hasta los trabajadores más experimentados han sido sorprendidos por el derrumbe súbito e inesperado de las paredes sin apuntalar de una excavación. Una persona sepultada bajo un metro cúbico de tierra no podrá respirar debido a la presión sobre su pecho, y dejando de lado las lesiones físicas que pueda haber sufrido, pronto se sofocará y morirá, pues esa cantidad de tierra pesa más de una tonelada.

La tarea de excavación implica extraer tierra o una mezcla de tierra y roca. El agua casi siempre está presente. Aunque más no sea en forma de humedad del suelo, y la lluvia copiosa es causa frecuente de suelos resbaladizos. La posibilidad de anegamiento es otro riesgo a tener siempre en cuenta. La liberación de presiones a medida que se va retirando material, y el resecamiento en tiempo caluroso, causa la aparición de grietas.

La índole de los suelos es variable (por ejemplo arena fina que se desliza fácilmente, arcilla dura que es más cohesiva), pero no puede esperarse que ningún suelo sostenga su propio peso, de modo que es preciso adoptar precauciones para impedir el derrumbamiento de los lados de cualquier zanja de más de 1,2 m de profundidad.

6.5.3 Causas de accidentes

Las principales causas de accidentes en las excavaciones son las siguientes:

- Trabajadores atrapados y enterrados en una excavación debido al derrumbe de los costados;

- Trabajadores golpeados y lesionados por materiales que caen dentro de la excavación;
- Trabajadores que caen dentro de la excavación; • medios de acceso inseguros y medios de escape insuficientes en caso de anegamiento;
- Vehículos llevados hasta el borde de la excavación, o muy cerca del mismo (sobre todo en marcha atrás), que causan desprendimiento de paredes;
- Asfixia o intoxicación causados por gases más pesados que el aire que penetran en la excavación, por ejemplo los gases de caños de escape de motores diesel y de gasolina.

6.5.4 Medidas de seguridad para impedir derrumbamientos

Debe darse a los lados de la excavación o zanja una inclinación segura, generalmente con un ángulo de 45° en reposo, o apuntalárselos con madera en u otro material adecuado para impedir que se derrumben. La clase de soporte dependerá del tipo de excavación, la índole del terreno y el agua subterránea existente.

La planificación es de vital importancia. Es preciso asegurarse de la disponibilidad de materiales para apuntalar la zanja que ha de cavarse en toda su extensión, ya que los soportes deben instalarse sin demora al practicar la excavación. Para todas las excavaciones se precisa una acumulación de maderas de reserva, pero las de 1,2 m o más de profundidad requieren un madera en o revestimiento especial (*Sistemas de contención ya sea Rígida o Flexible*). Si el suelo es inestable o carece de cohesión, se necesita un entablado más apretado. Nunca se debe trabajar por delante de la zona apuntalada.

Los apuntalamientos deben ser instalados, modificados o desmantelados sólo por obreros especializados bajo supervisión. Dentro de lo posible, se deben erigir antes de haber cavado hasta la profundidad máxima de la excavación, hay que empezar antes de llegar a los 1,2 m.

La excavación e instalación de soportes deberá continuar entonces por etapas, hasta llegar a la profundidad deseada. Es preciso que los trabajadores conozcan bien los procedimientos para rescatar a un compañero atrapado por un desprendimiento de tierra.

Los trabajadores se caen con frecuencia dentro de las excavaciones. Deben colocarse barreras adecuadas, de altura suficiente (por ejemplo, cerca de 1 m), para prevenir estos accidentes. A menudo se utilizan los extremos de los soportes que sobresalen del nivel del suelo para sostener estas barreras.

6.5.4.1 Inspección

Las excavaciones deben ser inspeccionadas por una persona idónea antes de que comience el trabajo en ellas, y por lo menos una vez por día luego de iniciadas las tareas. Una persona idónea las debe revisar a fondo una vez por semana, y se debe llevar un registro de esas inspecciones.

6.5.4.2 Edificios contiguos

Dentro de lo posible, las excavaciones no deben ser excesivamente profundas ni estar demasiado cerca de edificios o estructuras adyacentes como para socavarlos. Deben tomarse precauciones, mediante puntales, soportes, etc. para impedir derrumbes o desmoronamientos cuando la estabilidad de algún edificio o estructura se vea afectada por los trabajos de excavación.

6.5.4.3 Orillas

No se deben almacenar ni mover materiales o equipos cerca de las orillas de las excavaciones, ya que ello acarrea el peligro de que caigan materiales sobre los que trabajan abajo, o que aumente la carga en el terreno circundante y se derrumbe el madera en o los soportes de sostén. Las pilas de desechos o descartes deben también estar lejos de las orillas de las zanjas.

6.5.4.4 Vehículos

Deben colocarse bloques de tope adecuado y bien anclado en la superficie para impedir que los vehículos volquetes se deslicen dentro de las excavaciones, riesgo que corren en especial cuando dan marcha atrás para descarga. Los bloques deben estar a suficiente distancia de la orilla para evitar los peligros de un desprendimiento bajo el peso de los vehículos.

6.5.4.5 Accesos

Cuando se trabaja en una excavación, es preciso asegurarse de que existan medios seguros de ingreso y salida, como por ejemplo una escalera de mano bien sujeta. Esto adquiere particular importancia cuando hay riesgo de anegamiento, y el escape rápido es esencial.

6.5.4.6 Iluminación

El área que rodea a la excavación debe estar bien iluminada, sobre todo en los puntos de acceso y en las aberturas de las barreras.

Puntos a recordar

- No se debe trabajar nunca por delante de los soportes laterales de una excavación, aún cuando se están colocando los puntales.
- Las apariencias engañan. La poca profundidad de una excavación o el aspecto sólido del terreno no son garantía de seguridad.
- Las excavaciones profundas parecen peligrosas, pero la mayoría de los accidentes fatales ocurren en excavaciones de menos de 2,5 m de profundidad.
- Siempre debe usarse el casco de seguridad cuando se trabaja en una excavación.

6.5.5 Líneas subterráneas de servicios básicos

Antes de empezar una excavación, recuerde que puede haber conductos de servicio bajo la superficie. En las zonas urbanizadas, siempre hay que esperar la presencia de cables eléctricos, caños de agua y alcantarillas. En algunos sitios también puede haber cañerías de gas.

Algunos de estos servicios tienen aspecto similar, de modo que al encontrarlos siempre hay que suponer lo peor: dar contra un cable eléctrico puede causar la muerte, o lesiones severas por choque eléctrico, o quemaduras graves. Una cañería de gas rota tiene pérdidas y puede provocar explosiones.

Los caños de agua o saneamiento averiados pueden acarrear riesgos súbitos anegando la excavación o causando el desmoronamiento de sus paredes.

6.5.5.1 Cables eléctricos

Todos los años hay obreros que realizan excavaciones en obras en construcción y sufren quemaduras graves al tocar accidentalmente cables electrificados bajo tierra. Siempre tiene que suponer que el cable que Vd. encuentra está electrificado. Antes de empezar a cavar, haga averiguaciones con la empresa de electricidad, las autoridades municipales o el dueño de la propiedad acerca de los planos que posean sobre el cableado de la zona, pero aunque existan planos, recuerde que tal vez algunos cables no estén indicados en ellos o no sigan el recorrido marcado por el plano, ya que el tendido pocas veces sigue una línea exacta.

Preste atención a la cercanía de señales de tráfico luminosas, semáforos o subestaciones, generalmente abastecidos por cables subterráneos. Use un localizador de cables si es posible, pero recuerde que si hay un manojo de cables bajo tierra el aparato no podrá distinguir unos de otros, y que hay algunos tipos de cables que no detecta. Una vez hallado el cable, notifique al supervisor y a los otros trabajadores.

Marque la ubicación con tiza, crayola o pintura, o si el terreno es demasiado blando, con estacas de madera. No use nunca clavijas puntiagudas. Una vez establecida la ubicación aproximada del cable bajo tierra, utilice herramientas de mano para desenterrarlo: palas y azadas y no picos u horquillas.

Preste extrema atención a la presencia de cables al cavar. No deben utilizarse herramientas eléctricas a menos de medio metro de distancia de un cable.

6.5.5.2 Otros servicios

Como en el caso del suministro de electricidad, deben hacerse averiguaciones con las autoridades que correspondan y con el dueño de la propiedad acerca de la existencia de planos de cañerías de gas y agua corriente, alcantarillado y cables telefónicos, y luego utilizar métodos de trabajo similares.

No deben usarse excavadoras mecánicas a menos de medio metro de distancia de un caño de gas. Si se siente olor a gas, asegúrese de que no haya focos de combustión cercanos, como cigarrillos encendidos o motores en marcha. Manténgase alejado de la zona, no permita el acceso de otras personas y llame a la compañía de gas. No deben usarse equipos o instalaciones pesadas encima o cerca de los caños de gas, para prevenir su rotura.

Los cables y caños que hayan quedado expuestos al abrir una zanja deben ser sostenidos con soportes.

No se los debe usar nunca para apoyar equipos o como escalones para bajar y subir de la excavación. Al rellenar una zanja en la que hay caños de gas, asegúrese de que el relleno esté bien afirmado debajo de ellos, para evitar roturas o rajaduras cuando se asienten

6.5.6 Medidas a adoptar durante la realización de las excavaciones

- Instalar señalización vial y de seguridad tanto diurna como nocturna.
- Colocar protección perimetral a una distancia prudencial de los bordes de la excavación.
- Instalar barreras y topes de seguridad señalizados en las proximidades del talud o borde de la excavación para evitar sobrecargas en el terreno y posibles vuelcos de la maquinaria.
- Permanecer fuera del radio de acción de las máquinas.
- Utilizar los maquinistas los estabilizadores de las máquinas de elevación y excavación.
- Evitar en todo momento la permanencia del trabajador en el interior de una excavación mientras excava la máquina y, sobre todo, la situación de éste en aquellas zonas muertas de visibilidad para el maquinista.
- Disponer de escaleras portátiles normalizadas y estables que rebasen en 1 metro el borde superior de la excavación para el ascenso y descenso de los trabajadores al fondo de la excavación y posibles casos de emergencia en cada uno de los tajos de la obra.
- No utilizar los codales de la entibación como escalera.
- Proceder a entibar las paredes de las zanjas y pozos o instalar sistemas de entibación o blindaje superando el nivel de la rasante del terreno, cuando la profundidad de ésta supere 1,30 metros de profundidad y la pendiente de las paredes sea superior a la del ángulo de deslizamiento del terreno o talud natural.
- Contar con la presencia de personal capacitado y competente en estos trabajos, así como de Recurso Preventivo, para comprobar el estado de la entibación o paredes de los taludes antes de descender el trabajador a la zanja.
- Informar al trabajador en lo relativo a los trabajos de la excavación, así como sobre los riesgos inherentes a los trabajos con materiales que contengan amianto –conducciones antiguas de saneamiento– y adoptar las medidas establecidas en los códigos de seguridad sobre las excavaciones.
- Realizar los acopios de materiales y tierras procedentes de la excavación a una distancia de los bordes, acorde con la justificación técnica de la dirección facultativa.
- Instalar rampas o pasarelas con un ancho mínimo de 60 centímetros y protección perimetral en aquellas zonas de paso transversales a la excavación cuyo desnivel alcance los 2 metros de altura.

- Comprobar en las zonas de acometida a colectores y fosas sépticas, con los equipos de detección adecuados, la posible existencia de gases nocivos, inflamables, explosivos o la posible ausencia de oxígeno, antes del acceso del trabajador a la zona de riesgo.
- Dotar al trabajador de los equipos autónomos o semiautónomos de protección respiratoria, si son necesarios, y de los equipos de protección individual adecuados al riesgo.
- Mantener una persona de retén en el exterior de la excavación equipada con los medios de salvamento adecuados para permitir que los trabajadores puedan ponerse a salvo en casos de emergencia.
- Mantener los sistemas de protección durante la colocación y tendido de tubos, realización.

CAPITULO VII CONCLUSIONES

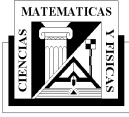
Las excavaciones profundas para cimentaciones es un tema de aplicación de las teorías generales de la Mecánica de Suelo y la Geotecnia. El análisis de las excavaciones profundas estará en función de las condiciones geotécnicas en las que se pretenda realizar el corte de excavación, estudiando el comportamiento del suelo y posteriormente aplicar los conocimientos y criterios ingenieriles.

Por otra parte, el problema fundamental de las excavaciones profundas es el estudio y análisis de su estabilidad general. Se deberán analizar todas las posibilidades de falla en las paredes y en el fondo de la excavación. Las teorías de empuje de tierras serán lo más relevante en el análisis de las paredes de la excavación mientras que la influencia del agua y la resistencia al corte o por capacidad de carga serán los temas a investigar en el análisis del fondo de la excavación. Además, el abatimiento del nivel de aguas freáticas deberá ser revisado cuidadosamente para evitar los problemas de subpresión y fallas en cimentaciones de estructuras adyacentes a la excavación.

Otro punto que será de consideración, es la estabilidad de las paredes de la excavación, cuando estas se realicen en forma de taludes. Los criterios y mecanismos de fallas deberán ser analizados con las teorías generales de la estabilidad de taludes. Su solución estará relacionada con los factores de seguridad, previa obtención de los parámetros geotécnicos de las pruebas de resistencia al corte realizadas para el caso particular de excavaciones.

Dependiente del resultado análisis de la estabilidad de las paredes verticales se aplicaran las alternativas que podrán ser rígidas o flexibles. Los Muros Milán ejemplifican el caso de un sistema mixto que podrá ser incluido como parte integral de la edificación a construirse, mientras que los Cortes Apuntalados y el uso de las Tablestacas, trabajaran como sistemas flexibles, provisorios, generalmente. Los mecanismos de falla y estabilidad de los sistemas mencionados, deberán ser estudiados para cada caso.

En lo referente al proceso constructivo de los sistemas rígidos, se recomienda que su avance sea mediante secciones alternadas, destacando la sincronización entre el continuado de la excavación y el fundido u hormigonado del muro. Para el caso de los sistemas flexibles, la selección de las secciones óptimas, y adecuadas, dependerá del análisis correspondiente de esfuerzos a la que estén sometidos. Además deberá prestarse mucha atención a la puesta en marcha en obra de los sistemas de contención, ya que al momento de ejecutarse este tipo de trabajos, los obreros y demás personal deberán tener conocimiento de los riesgos laborales que aquello implica. La seguridad industrial será aplicada como medio de protección personal en todo momento para evitar tragedias o prevención de accidentes.



BIBLIOGRAFÍA GENERAL:

- Tamez Gonzales E. “Ingeniería de Cimentaciones” Editorial T.G.C. GEOTECNIA. México, 2001.
- Zeevaert L. “Foundations Engineering for Difficult Subsoil Conditions” Editorial. Van Nostrand Reinhold, 1973
- Peck R. B., Hanson, Thornburn T. “Ingeniería de Cimentaciones” Editorial Limusa. México, 1982.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos “Manual de Construcción Geotécnica Tomo I” México. 2002
- Das B. “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”. Thomsom Editores. México, 2006.
- Juárez Badillo, E y Rico A. “Mecánica de Suelos, Tomo I Fundamentos de la Mecánica de Suelos” Editorial Limusa. México, 1969
- Berry P. y Reid D. “Mecánica de Suelos”. McGRAW-HILL. Colombia, 1993
- Alva J. Análisis de Estabilidad de Taludes MODULO 2. Curso Internacional de Diseño y Construcción de Cimentaciones Superficiales y Profundas. C.I.C.G. Guayaquil – Ecuador, 2008.
- Manual de Ingeniería Civil Tomo I
- Sanabria Diego, Edgar Torres (Santa Fe de Bogotá 1991): Sistemas de contención y sistemas constructivos, Ire. Encuentro de Ingenieros de suelo y estructuras.
- Peñas Fritz Álvaro (2001): Patología en fundaciones y excavaciones en obras de edificación – Seminario: Deslizamiento de tierra, control y prevención.
- Gutiérrez Lazares Wilfrido (2002): Entibación y tablestacas; apuntes de clase.
- Revista Smms Abril 2008: Actualidad en procesos constructivos de excavaciones profundas.
- López Carlos (2005): Estructuras de contención - Capítulo 3.
- Ucar Navarro Roberto (Mérida 2002): Manual de Anclajes de Obras en Tierra
- Guayaquil, Martínez, Huilcarema, Prado: Curso de Orientación en Estructuras 2005 .Tema de Cimentación: “Análisis de Muros Milán”. Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas, Universidad de Guayaquil.
- Texas Workers’ Compensation Commission (2004) -safethotline@twcc.state.tx.us: Manual de seguridad en excavaciones profundas.