



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

“MURO DIAFRAGMA UNA ALTERNATIVA DE CONSTRUCCIÓN PARA EXCAVACIONES VERTICALES”

TESIS PROFESIONAL

**Para obtener el título de
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

MARIO ALBERTO FUENTES ORTIZ

DIRECTOR DE TESIS

Rafael Aburto Valdes

Ciudad Universitaria, México, Julio del 2013



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/211/12

Señor
MARIO ALBERTO FUENTES ORTÍZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. RAFAEL ABURTO VALDÉS, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"MURO DIAFRAGMA UNA ALTERNATIVA DE CONSTRUCCIÓN PARA EXCAVACIONES VERTICALES"

- | | |
|------|---------------------------|
| | INTRODUCCIÓN |
| I. | EXCAVACIONES |
| II. | SOPORTES |
| III. | ESTABILIZACIÓN DE TALUDES |
| IV. | EQUIPO |
| V. | PROCESO CONSTRUCTIVO |
| VI. | ANÁLISIS |
| VII. | CONCLUSIONES |

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 27 de mayo del 2013.
EL PRESIDENTE

M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH*gar.

A mi madre, que con su ejemplo y los valores que me inculco me enseñó a no desfallecer ni rendirme ante nada y siempre perseverar a través de sus sabios consejos.

A mi esposa Martha Elena, por su paciencia, su amor y su apoyo incondicional por demostrarme la confianza que tiene en mí.

A mi hija Martha Mariana, por su cariño y por ser la fuerza que me motiva para ser una persona de bien.

A mis amigas y amigos por haberme permitido compartir buenos momentos en la facultad y en el trabajo, por su apoyo y perseverancia.

Al Ing. Rafael Aburto Valdez, director de tesis, por su valiosa guía y asesoramiento a la realización de la misma.

A mis maestros sinodales Ing. Emmanuel Alcerreca Colunga, Ing. Alejandro Ponce Serrano, Ing. Juan Su Machado, M.I. Rodrigo Sepulveda Hirose por su apoyo y orientación en la elaboración de la presente.

Gracias a los Ing. Eladio Cabrales, Ing. Efren Marcelino Gutierrez, M.I. Tomas García. Y a todas las personas que ayudaron directa e indirectamente en la realización de este proyecto.

Mario Alberto Fuentes Ortiz.

“MURO DIAFRAGMA UNA ALTERNATIVA DE CONSTRUCCIÓN PARA EXCAVACIONES VERTICALES”

I.- INTRODUCCIÓN

- I. I.- Breve historia de la ciudad de México
- I. II.- Zonificación de la ciudad de México

II.- EXCAVACIONES

- II. I. Estructuras de contención para excavaciones
- II. II. Algunos tipos de excavaciones

III.- SOPORTES

- III. I. Técnicas
- III. II. Principales tipos de soporte.

IV.- ESTABILIZACIÓNDE TALUDES

- IV. I. Métodos de estabilización de taludes.
- IV. II. Tipos de anclajes
- IV. III. Protección de taludes contra la erosión

V.-EQUIPO

- V. I. Selección del equipo

VI.-PROCESO CONSTRUCTIVO

- VI. I. Sistema de excavación
- VI. II. Proceso de construcción de muros prefabricados
- VI. III. Muros compuestos
- VI. IV. Análisis y verificación de la seguridad

VII.- ANALISIS

- VII. I. Criterios de Análisis.
- VII. II. Métodos de Análisis

VIII.- CONCLUSIONES

I.- INTRODUCCIÓN

La ciudad de México es una de las metrópolis más antiguas. Ocupa una planicie antigua (que fue un lago) rodeada por montañas con más de 1500 kilómetros cuadrados. El subsuelo de la ciudad de México tiene propiedades únicas. El contenido de agua es mayor a 400 %, el índice de plasticidad excede 300% y el índice de compresión C_c puede llegar a un valor de 10, cuando en la mayoría de los suelos es menor a 1. Lo anterior, ubica a los sedimentos lacustres de la ciudad de México como altamente compresibles, lo que ha dado lugar a intrincados problemas de cimentación para la construcción de edificios elevados y de gran peso en la ciudad de México. El antecedente más completo sobre la caracterización del subsuelo de la ciudad de México, se debe a Marsal y Mazari realizado en el año de 1959, y el estudio más reciente de estratigrafía de Díaz y Rodríguez en el año de 1998; en donde se identifican seis zonas del subsuelo de la ciudad de México.

I.I.- Breve historia de la ciudad de México

En 1324 los aztecas llegaron a la cuenca lacustre de México, se asentaron en una pequeña isla localizada en el lago de México- Texcoco. Fundaron una ciudad a la cual llamaron Tenochtitlán, de aproximadamente 3.2 km de lado, formada de avenidas y canales ordenados alrededor de un centro ceremonial integrado por pirámides, así como de templos altos y palacios.

Los aztecas transformaron el lago en chinampas, construidas con un marco de troncos atados con cuerdas que delimitaban el perímetro (tablestacas), el interior se rellenó con tierra y fragmentos de roca, con el objeto de crear una isla artificial, donde se cultivaron vegetales y flores.

La isla capital del imperio azteca se comunicaba con la rivera del lago mediante cuatro calzadas hechas con pilotes de madera, roca y tierra: Tepeyac, Tenayuca, Tlacopan e Iztapalapa. Las calzadas contaban con un sistema de puentes de madera. Mediante dos acueductos se proporcionaba agua fresca y potable al centro ceremonial. La ciudad estaba protegida de inundaciones mediante un sistema de diques. El principal fue el gran dique de Netzahualcóyotl, construido en 1449, el cual tenía aproximadamente 16 km de longitud, 7 m de ancho y un trazo que unía Iztapalapa con Atzacolco. Este dique fue indudablemente la obra más importante de la ingeniería hidráulica azteca.

Después del sitio de 1521, los españoles conquistaron Tenochtitlán, arrasaron los edificios hasta sus cimientos y fundaron sobre sus ruinas la ciudad de México. Los españoles reconstruyeron la ciudad, con edificios estilo español en lugar de los templos y palacios aztecas. La ciudad fue creciendo, muchos de los canales prehispánicos se rellenaron con materiales gruesos y finos.

I.II.- Zonificación de la ciudad de México

a) Basados en una gran cantidad de sondeos realizados a diferentes profundidades, Marsal y Mazari en el año de 1959 definieron tres zonas en la ciudad de México (Figura 1): la zona del Lago, la zona de Transición y la zona de Lomas. La zona del lago (zona lacustre), la zona de Transición es material predominantemente arenoso, y la zona de Lomas (zona firme) corresponde a tobas volcánicas y rocas intemperizadas.

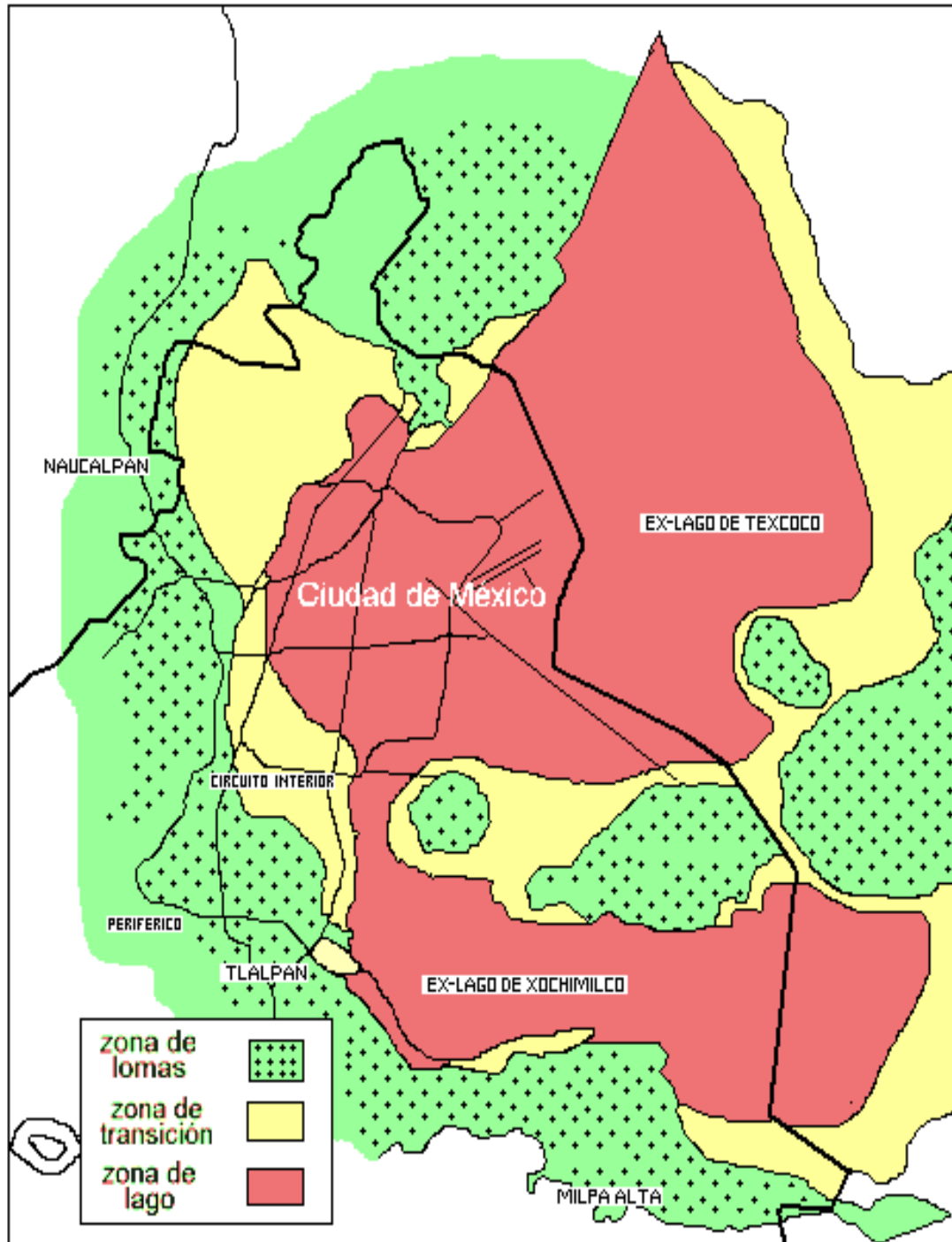


Figura 1: Zonificación (Marsal y Mazari, 1959)

b) En un estudio reciente de estratigrafía (Díaz-Rodríguez, 1998). Se identifican seis zonas, las cuales se describen en orden ascendente de 40 m de profundidad a la superficie del terreno (figura 2).

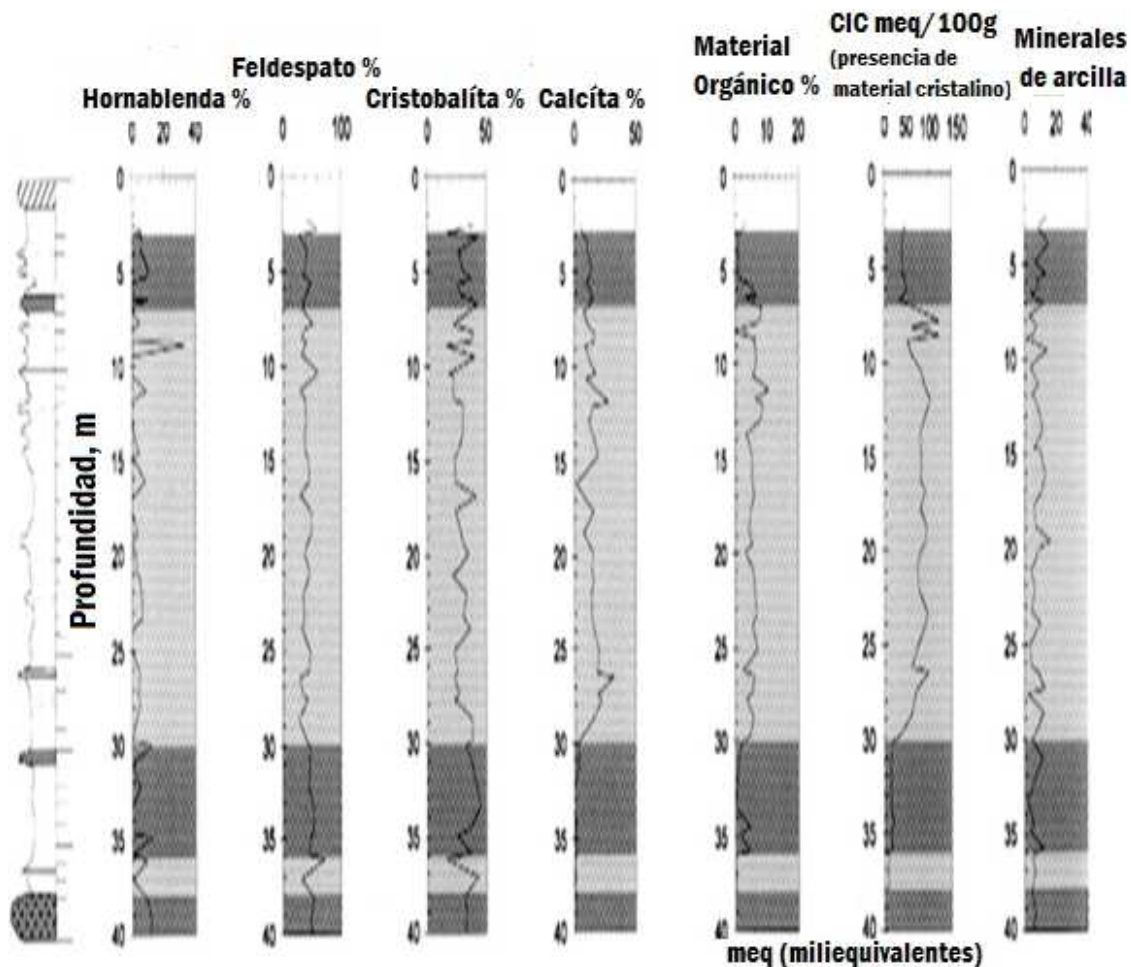


Figura 2 (Díaz-Rodríguez, 1998).
Perfiles de datos mineralógicos de la zona lacustre de la ciudad de México.

Zona 1: Arenas con grava (40-38 m).

Debido a la abundancia de fragmentos de roca volcánica en esta zona, los minerales predominantes son feldespato (50%) y hornablenda (24%). Es notoria la ausencia de calcita y materia orgánica. Granulométricamente esta zona está constituida por arena con grava con una matriz de limo, las partículas mayores alcanzan un tamaño de hasta 1.5 cm. En comparación con el resto de la columna estratigráfica, esta zona es de granulometría gruesa. El contenido de agua no supera el 25%, la resistencia a la compresión no confinada qc es de 40kg/cm² y la velocidad de propagación de ondas de corte Vs es de 110 m/s.

Zona 2: Arenas con grava y arenas limosas.

En esta zona los feldespatos tienen una relación inversa con la hornablenda. La cristobalita se incrementa rápidamente hasta 42%. Los minerales de arcilla no varían apreciablemente (7%). Granulométricamente la zona se caracteriza por una rápida transición de sedimentos gruesos a una textura de arenas limosas. El contenido de agua tiene un valor promedio de 100%, con un $q_c=40$ kg/cm² y una V_s de 100 m/s.

Zona 3: limo arcillosos con arena (36 - 30 m).

Los minerales predominantes en esta zona son cristobalita y feldespato. La hornablenda es escasa, y la calcita empieza a aparecer hacia la parte superior de la zona. En la parte inferior de la zona, se infiere la existencia de dos paleosuelos, debido a la presencia de raíces. Granulométricamente, esta zona se clasifica como limo arcilloso con poca arena (excepcionalmente el contenido de arena alcanza un 50%). El valor del q_c varía de 15 a 22 kg/cm² y una V_s de 75m/s. Esta zona se interpreta como una transición entre condiciones de depósito subaéreas y condiciones incipientes de depósito lacustre.

Zona 4: limo arcillosos o arcilla limosas (30-7 m).

Esta es la zona más importante desde el punto de vista de la geotecnia, principalmente debido a su alta compresibilidad ($m_v = 0.1$ kg/cm²). La calcita alcanza su máximo valor (32%) a la profundidad de 27 m. Ganulométricamente esta zona se clasifica como limo arcilloso o arcilla limosa, con poca arena. El contenido de agua se incrementa con el decrecimiento de la profundidad, con un valor de aproximadamente 220% a 30 m y alcanzado un máximo de 420% a 7 m. El q_c presenta un comportamiento aproximadamente lineal con la profundidad, y la V_s es casi constante con la profundidad, con un promedio de 81 m/s.

Zona 5: limo arcilloso con arena (7-3 m).

En la base de esta zona se encuentra el mayor contenido de arena (85%). Los minerales identificados son hornablenda, feldespato y cristobalita en concentraciones similares a la parte superior de la zona 4. La calcita y MO muestra un decrecimiento, en tanto que los minerales de arcilla incrementan su concentración de 1 a 14%. La granulometría de esta zona corresponde a una arena, con variaciones a limo arenoso y limo arcilloso. El valor del q_c es de aproximadamente 24 kg/cm², el contenido de agua exhibe una tendencia a decrecer.

Zona 6: relleno artificial (3-0 m).

Esta zona 6 es un relleno artificial, producto de la actividad humana.

Las obras de infraestructura al construirse los suelos con frecuencia presentan propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas de mediana calidad y con una gran heterogeneidad, lo que puede ocasionar gran diversidad de problemas constructivos.

El análisis y la construcción de obras en estas condiciones deben realizarse por métodos especializados, basados en principios avanzados de Mecánica de Suelos, para llevar a cabo el análisis y diseño geotécnico de este tipo de obras, es necesario contar con diversas herramientas que permitan tener elementos para la solución de diversos problemas Geotécnicos.

Puede tratarse de excavaciones para alojar zapatas de la cimentación de una edificación o tuberías de conducción de agua o drenaje para una población. Cuando se trata de obras más importantes como cárcamos de bombeo, tanques de regulación, estructuras de protección, etc., la excavación resulta en general más delicada, sobre todo cuando se combinan condiciones de gran profundidad con la presencia de suelos inestables. Realizar este tipo de excavaciones por métodos tradicionales puede, en muchos casos, no ser posible o resultar excesivamente costoso.

Es común, por otra parte, que exista la necesidad de abatir el nivel freático y controlar las filtraciones, para poder construir subestructuras. Esta operación también es delicada. Así, en el valle de México, se sabe que el bombeo realizado para controlar las filtraciones puede ocasionar procesos de consolidación que a su vez generan asentamientos diferenciales y daños en las estructuras vecinas, la estabilización de los taludes de terraplenes para presas y caminos, los canales para riego, las obras de conducción de agua potable o de aguas negras y la construcción de **Muros Diafragma** (Muros Milán) que es el tema central de la presente tesis en donde abordaremos el diseño y el análisis de este tipo Obra de Ingeniería Civil.

En el capítulo primero se hace una breve introducción de las características del suelo en el Distrito Federal, en el capítulo segundo se describen los procesos de excavación, en el capítulo tercero se explica brevemente los soportes y apoyos que se utilizan comúnmente en la construcción de los Muros Diafragma, en el capítulo cuarto se explica la metodología empleada para la estabilización de taludes, en el capítulo quinto se da referencia en la selección del equipo más adecuado para la realización y construcción de los Muros Diafragma, en el capítulo sexto se explica todo el proceso constructivo de los Muros Diafragma, en el capítulo séptimo se muestra el desglose de cálculos, análisis y tablas de factores para el diseño de los Muros Diafragma y en el último capítulo las conclusiones, en donde se plantean las ventajas y desventajas en la aplicación de los Muros Diafragma en las obras de construcción.

II.- EXCAVACIONES

En la construcción de edificios, presas, túneles, estacionamientos subterráneos, frecuentemente se requiere de excavaciones por debajo del nivel freático. Para prevenir desprendimientos en los taludes y asegurar el estado seco de tales excavaciones, es necesario llevar el nivel del agua por debajo de los taludes y del fondo de la misma.

En arcillas suaves saturadas, tales como la de la Ciudad de México, el nivel del agua se abate espontáneamente, conforme el suelo se excava debido a las presiones de poro negativas inducidas por descarga. Se requiere entonces el bombeo solamente para controlar el flujo de agua, principalmente a través de grietas y lentes permeables, hacia la excavación. También puede ser necesario eliminar las presiones de subpresión en las capas de arena cercanas al fondo de la excavación.

El bombeo contribuye a evitar cambios en los esfuerzos efectivos dentro del suelo, los cuales ocasionan expansiones volumétricas y tienen un efecto desfavorable en la resistencia del suelo. También puede usarse para dar una orientación favorable a las fuerzas de filtración dentro del suelo y mejorar así las condiciones de estabilidad de la excavación. La extracción de agua debe reducirse sin embargo a un mínimo para evitar la consolidación y los consecuentes asentamientos del área circundante. En arcillas impermeables, las redes de flujo no pueden usarse para el diseño de sistemas de bombeo, puesto que la condición de flujo no es generalmente establecida. Estos sistemas se diseñan entonces sobre una base empírica, usando la experiencia local. Consisten generalmente de una serie de pozos de pequeño diámetro, incluso para las excavaciones grandes, el caudal de agua extraído generalmente es de unos pocos litros por segundo.

El agua del terreno se puede controlar por uno o más tipos de sistemas de bombeo, apropiados al tamaño y profundidad de la excavación, a las condiciones geológicas y a las características del suelo.

Un abatimiento diseñado, instalado y operado apropiadamente facilitará la obra de construcción como por ejemplo:

- Bajando el nivel del agua e interceptando la infiltración, evitando que el agua emerja por los taludes o por el fondo de la excavación.
- Incrementando la estabilidad de los taludes excavados.
- Previniendo la erosión del material en los taludes o en el fondo de la excavación.
- Reduciendo las cargas laterales en el tablaestacado o ademe.
- Mejorando las características de la excavación y las tensiones en suelos arcillosos.

II. I. ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN PARA EXCAVACIONES

La cimentación de la mayor parte de las estructuras se desplanta a una profundidad importante debajo de la superficie del terreno y es común que se requiera la excavación del suelo o roca hasta el nivel de desplante. En suelos permeables ubicados abajo del nivel freático, es necesario desaguar el lugar para proceder a la construcción.

II. II. ALGUNOS TIPOS DE EXCAVACIONES

II. II. I. Excavación a cielo abierto

Las excavaciones poco profundas pueden hacerse sin sostener el material circunvecino y dejando simplemente taludes adecuados, siempre que exista el espacio suficiente para ello. La inclinación de los taludes es función del tipo de suelo o roca, de la homogeneidad de las capas y su competencia, del flujo de agua, de las vibraciones, de las condiciones climáticas, de la profundidad de la excavación y del tiempo que esta vaya a permanecer abierta. El talud máximo que un suelo puede presentar depende de la resistencia al esfuerzo cortante del mismo. Si existe arcilla blanda abajo del nivel de la base de la excavación, es necesario tomar las precauciones necesarias para evitar el hundimiento del fondo. Las arcillas duras desarrollan comúnmente grietas cerca de la superficie del terreno, las cuales, si se llenan de agua, pueden ocasionar fallas en los taludes, debido a que la presión hidrostática reduce el factor de seguridad de los mismos.

II. II. II. Excavaciones ademadas

Es común que las edificaciones por construir se extiendan hasta los linderos de la propiedad o sean adyacentes a predios en los que ya existen estructuras. Bajo estas circunstancias, los taludes de las excavaciones deben hacerse verticales y usualmente requieren algún tipo de sistema de soporte. Para estos fines se han desarrollado diversos tipos de ademes, tales como los Muros tipo Berlín, **Muros Diafragma**, pilotes secantes, muros prefabricados, tablaestacas, ataguías, pantallas plásticas, etc., los cuales se combinan con algún sistema de apuntalamiento o anclaje.

III.- SOPORTES

III. I. TÉCNICAS

Las excavaciones profundas en suelos blandos presentan por otra parte un difícil reto para los ingenieros por ello se han desarrollado una gran variedad de técnicas de construcción y de sistemas de soporte para las excavaciones.

III. I. I. Método del núcleo central

Esta técnica consiste en recurrir a elementos de soporte verticales tales como tablaestacas de acero o de concreto a lo largo del límite exterior del área de construcción, y excavar sólo la parte central de la misma, dejando una berma perimetral. Se construye entonces la parte central de la subestructura y se colocan los puntales progresivamente entre la parte construida y las tablaestacas, lo que permite remover tramos de la berma. Se construye entonces el resto de la subestructura. En suelos blandos, esta técnica se limita generalmente a excavaciones anchas de no más de 6 m de profundidad, debido a los problemas de estabilidad de la berma. También puede usarse con muros Berlín y muros diafragma.

III. I. II. Apuntalamiento Talud a Talud

El apuntalamiento talud a talud se usa cuando el espacio horizontal existente, no es suficiente para usar el método del núcleo central y para excavaciones muy profundas. Para apuntalar la estructura, generalmente se utilizan puntales tubulares. En algunos casos, se han usado muros transversales colados en el lugar como estructura de soporte. Estos muros son parcial o totalmente demolidos durante la excavación y la construcción de la subestructura.

III. I. III. Uso de la subestructura como sistema de soporte

En un número limitado de casos, la propia subestructura se ha usado como sistema de soporte. Esto requiere construir muros tablaestacados o colados en trincheras, antes de que la excavación se inicie y realizar la excavación en forma subterránea mientras la subestructura está construyéndose de la superficie del suelo hacia abajo.

III. I. IV. Otras técnicas

Existen otras técnicas, tales como subestructuras pre-coladas hincadas por inducción de falla del suelo en la base del muro perimetral. Esta técnica, conocida como “el pozo indio”, ha sido sólo parcialmente exitosa en la ciudad de México debido a la alta sensibilidad de la arcilla.

III. II. PRINCIPALES TIPOS DE ELEMENTOS DE SOPORTE

III. II. I. Tablaestacas

Los muros tablaestacados están formados por una línea de elementos planos hincados en el suelo e interconectados. Son estructuras flexibles, cuya estabilidad se deriva del anclaje que se desarrolla en la parte empotrada del elemento, o se logra con un sistema de tirantes y bloques de anclaje, o bien, por el soporte proporcionado por un sistema de puntales.

En el pasado, los muros tablaestacados se construían de madera; sin embargo, en la actualidad, se utilizan principalmente tablaestacas de concreto reforzado o metálicas.

Estas últimas presentan una alta relación entre resistencia y peso. Los tipos de tablaestacas metálicas comúnmente empleados, son los que se muestran en la Figura 3.1. Las tablaestacas en forma de Z son las que tienen mayor resistencia. Por consiguiente, en excavaciones poco profundas, se utilizan comúnmente las tablaestacas de los tipos (a) y (b), y para excavaciones más profundas o para aquellas en las que se espera tener presiones muy grandes, se emplean tablaestacas del tipo (c).

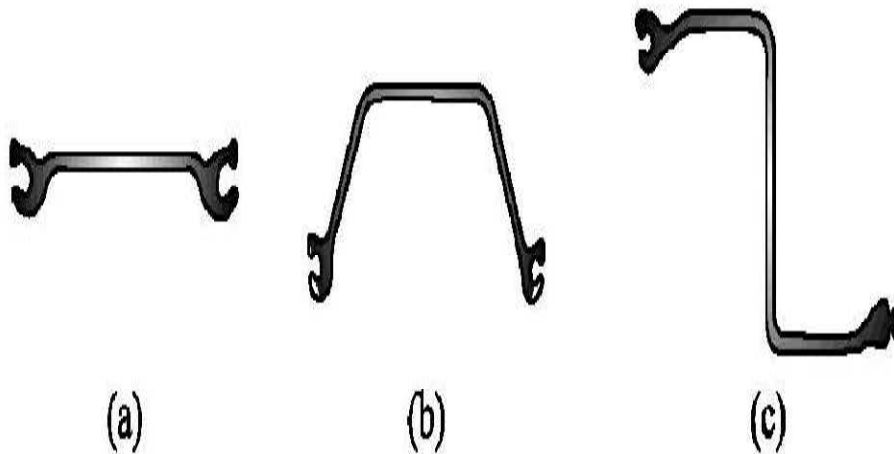


Figura 3.1 Tipos de tablaestacas metálicas

Cuando se encuentran dificultades para instalar las tablaestacas, puede requerirse una perforación previa a su colocación. El flujo de agua y/o la intrusión de suelo blando a través de juntas entre los elementos adyacentes puede ser un problema. En la Figura 3.2 se muestra un sistema común de colocación de entibamiento. Se hinca el tablaestacado previamente a la excavación; al avanzar la excavación se colocan contra el tablaestacado elementos horizontales denominados largueros, y apoyados contra ellos (en

sentido transversal) otros elementos denominados puntales. Estos puntales pueden colocarse horizontalmente de lado a lado de la excavación, o bien, pueden ser inclinados y apoyarse en el fondo (Figura 3.3); sin embargo, para el empleo de éstos últimos, se requiere que el suelo en la base de la excavación sea lo suficientemente firme para que proporcione un soporte adecuado a los miembros inclinados. Los puntales pueden ser de madera o metálicos. Se han empleado también, para el soporte de los muros tablaestacados, sistemas de anclaje que quedan sujetos en el terreno detrás de la entibación. Una de las ventajas de utilizar anclajes, es que mantienen la excavación libre de obstáculos, lo que facilita la construcción.

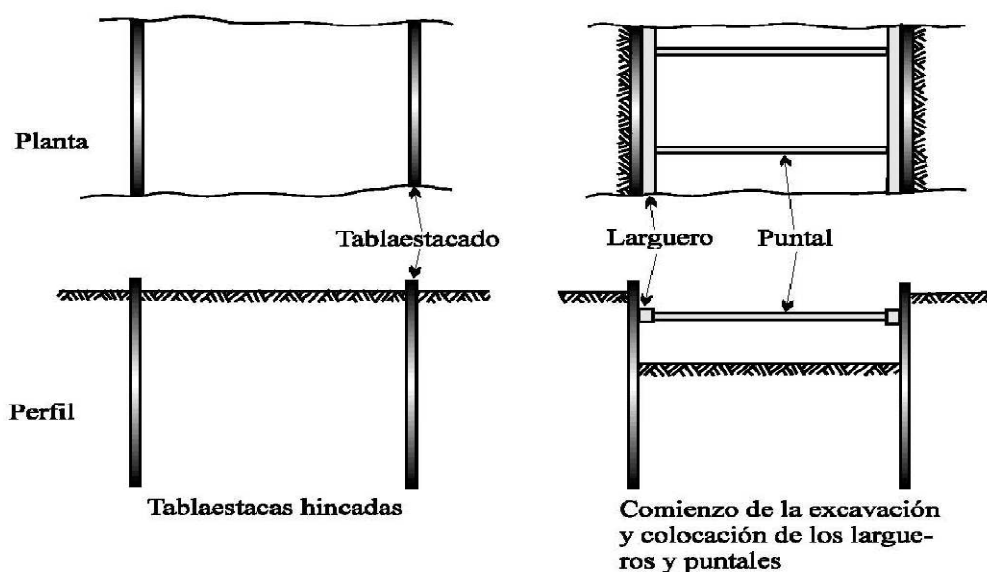


Figura 3.2 Excavación entibada mediante tablaestacas

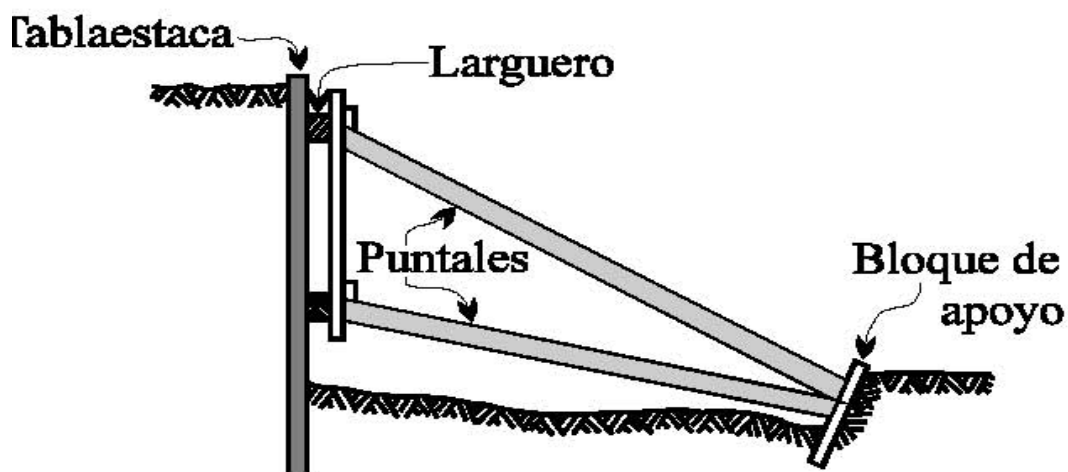


Figura 3.3 Excavación con puntales inclinados

III. II. II. Ataguías

Las ataguías son muros provisionales que se emplean para proteger una excavación en zonas inundadas o cauces. Una de sus más importantes funciones es permitir que la obra se lleve a cabo en un lugar seco.

Existen distintos tipos de ataguías:

- a) Entramados de madera
- b) Ataguías de doble pared
- c) Ataguías celulares
- d) Ataguías de pared sencilla

a) Entramados de madera

Son sistemas de ataguías relativamente económicos. Construidos en tierra, pueden llevarse flotando hasta el sitio deseado y luego hundirse mediante lastres de piedra.

El lado del agua puede cubrirse con tablones para hacerlo impermeable (Figura 3.4). Para lograr una mayor impermeabilidad, pueden utilizarse dos filas de entramados para apoyar dos caras de recubrimiento de madera dentro de los cuales se apisona arcilla para formar un muro de lodo. El diseño de los entramados de madera debe garantizar una amplia seguridad contra volteo y deslizamiento.

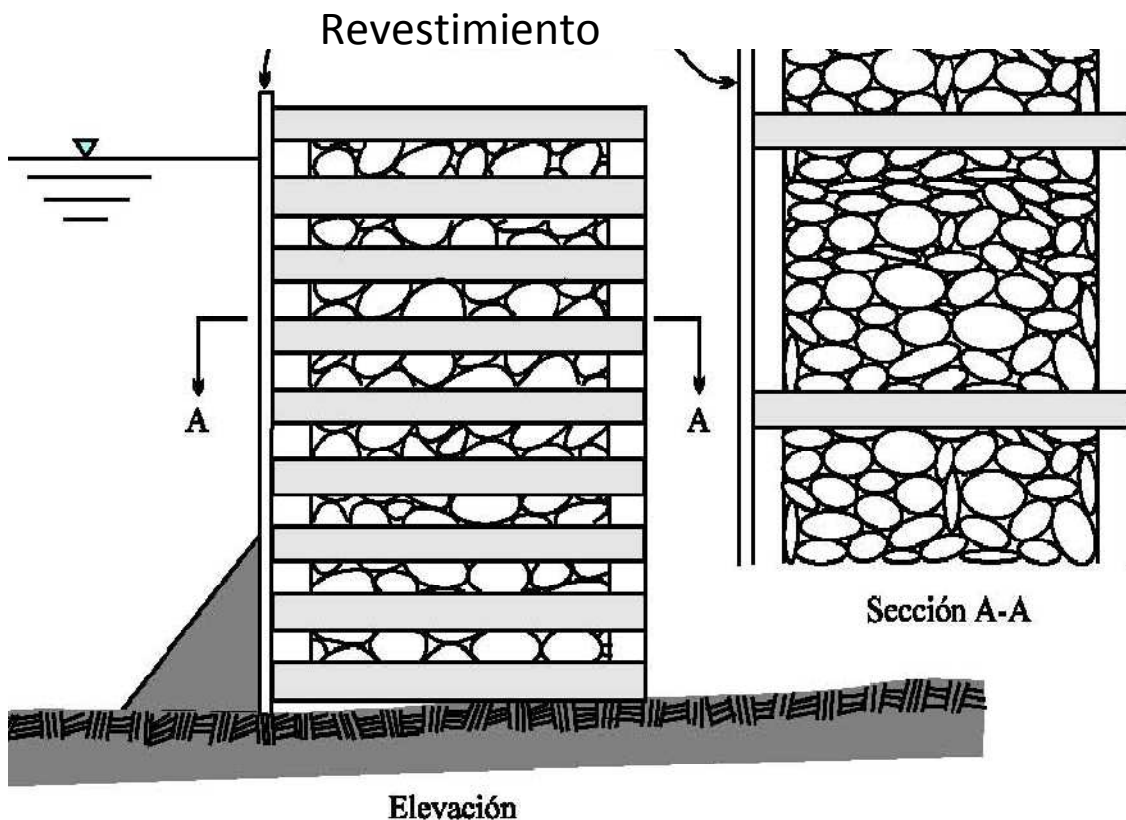


Figura 3.4 Entramado de madera con lastre de piedra

b) Ataguías de doble pared.

Para encerrar grandes áreas, pueden erigirse en el agua ataguías de doble pared. Constan de dos filas de tablaestacas atirantadas entre sí. El espacio interior se llena con arena (Figura 3.5). Estas ataguías son generalmente más impermeables que las de una sola pared y pueden utilizarse a mayores profundidades. Para una mayor estabilidad, puede colocarse un espaldón contra la cara exterior de la ataguía.

Además, se le debe dar protección contra la erosión. Si la ataguía descansa sobre roca, puede colocarse también un espaldón del lado interior, si es necesario para evitar el deslizamiento, el volteo o esfuerzos cortantes excesivos. Sobre arena, se debe colocar un espaldón amplio, para que el agua siga líneas de corriente largas antes de entrar a la ataguía. O bien, en lugar de utilizar un espaldón más amplio, pueden espaciarse más las paredes de la ataguía. Aunque esto es más costoso, tiene la ventaja de que la parte superior del relleno puede utilizarse para la instalación de la edificación y el equipo de construcción.

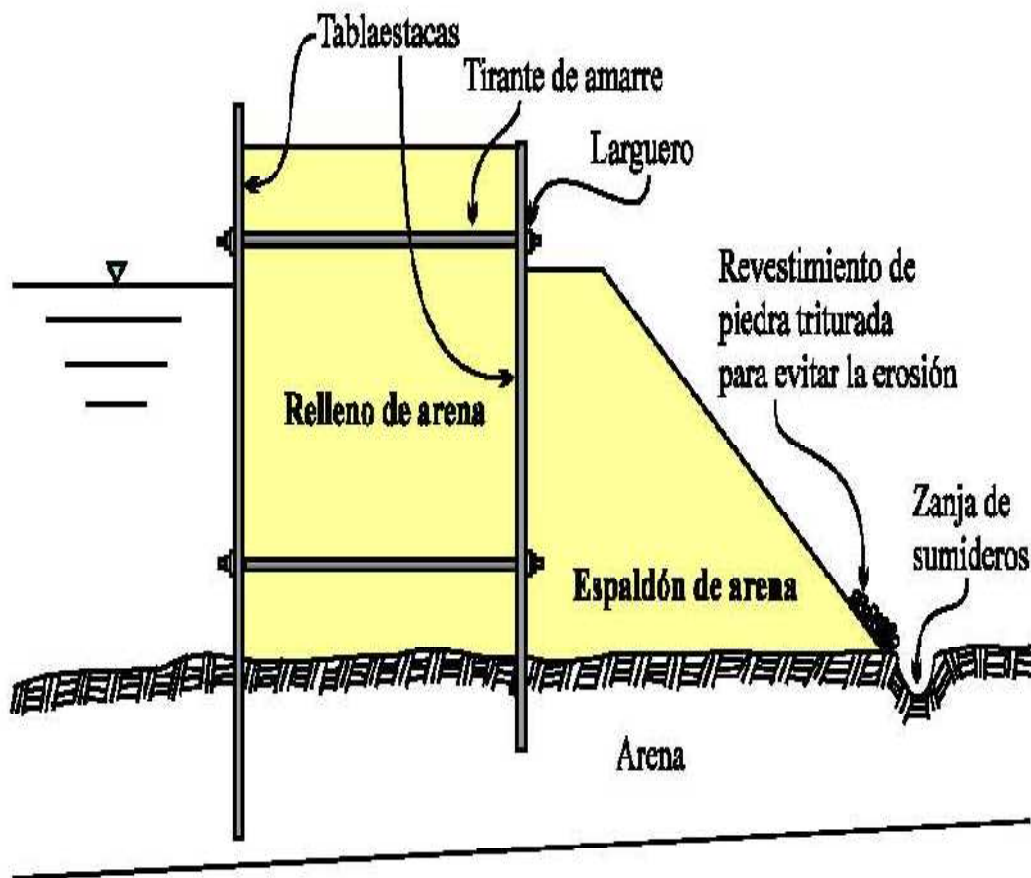


Figura 3.5 Ataguía de doble pared

c) Ataguías celulares

Se utilizan en la construcción de presas, esclusas, muelles y pilas de puentes, son adecuadas para encerrar grandes áreas en aguas profundas. El ancho medio de una ataguía celular sobre roca debe ser de 0.7 a 0.85 veces la altura del agua exterior (Figura 3.6d). Al igual que las ataguías de doble pared, cuando están construidas sobre arena, las ataguías celulares deben tener un amplio espaldón en el interior.

Las celdas se forman con tablaestacas de acero unidas. Un tipo de celda consta de arcos circulares conectados por diafragmas rectos (Figura 3.6a). Otro tipo consta de celdas circulares conectadas por arcos circulares (Figura 3.6b).

Otro tipo es el de trébol, que consta de grandes celdas circulares subdivididas por diafragmas rectos (Figura 3.6c). Estas celdas se rellenan con arena. La resistencia al corte interno de la arena contribuye sustancialmente a la resistencia de la ataguía. Por esta razón, no es conveniente rellenar una ataguía con arcilla o limo.

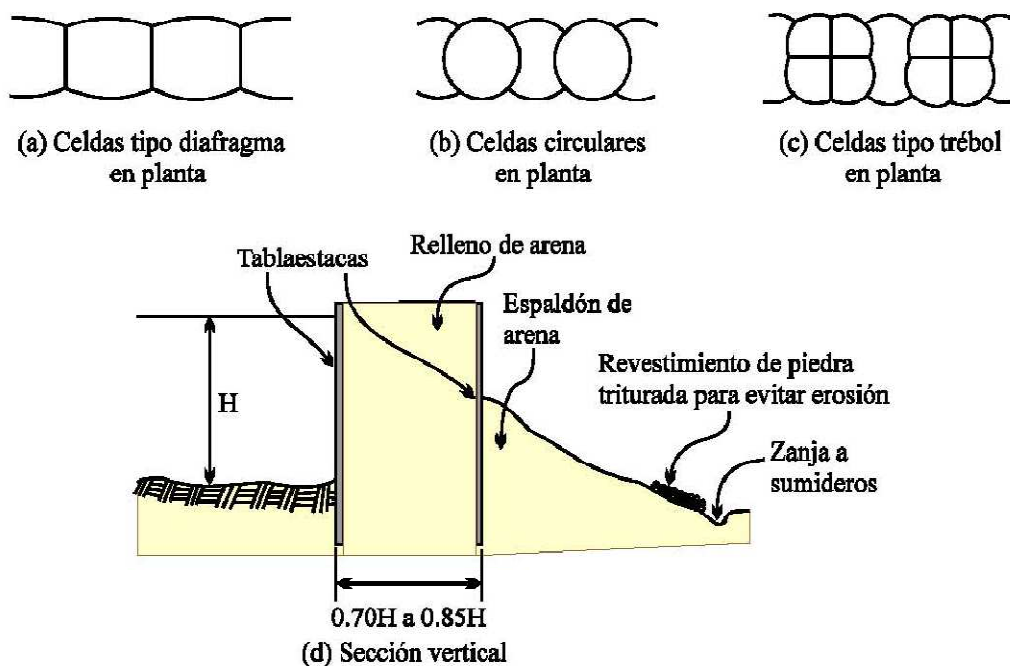


Figura 3.6 Ataguía celular de tablaestacas

d) Ataguías de pared sencilla

Forman un encerramiento con una sola fila de tablaestacas. Si no hay problemas de agua, se construyen con pilotes en hilera (cantiliver verticales) con tabloncillos horizontales de madera. Cuando se tiene presencia de agua, la ataguía puede construirse con tablaestacas. Aún cuando requieren menos material por unidad que las ataguías celulares o de doble pared, las de pared sencilla generalmente requieren arriostramiento en el interior.

IV.- ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

Las técnicas que se utilicen para la estabilización de taludes deben garantizar que no se presenten estados **límites de falla o de servicio**.

Los estados límite de falla son: por falla local o general del talud por rotación, traslación y/o volteo y por desprendimientos asociados a defectos naturales o agrietamientos debidos a la excavación.

Los de servicio: alteración inaceptable de la geometría del talud por intemperización y erosión superficial.

Los parámetros de resistencia requeridos para el análisis de estabilidad de taludes, deben determinarse recurriendo al tipo de prueba que mejor represente las condiciones de drenaje que prevalezcan en el sitio, durante las diversas etapas de la vida útil de la obra.

IV.I. MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

a) Cambio de la geometría

El cambio de la geometría del talud es un método de estabilización que permite reducir las fuerzas motoras actuantes. Las tres principales formas para cambiar la geometría de un talud se indican en la Figura 4.1. Para cualquiera de estas tres técnicas, se requiere disponer del espacio suficiente para el equipo de excavación y de un sitio para colocar el material excavado.

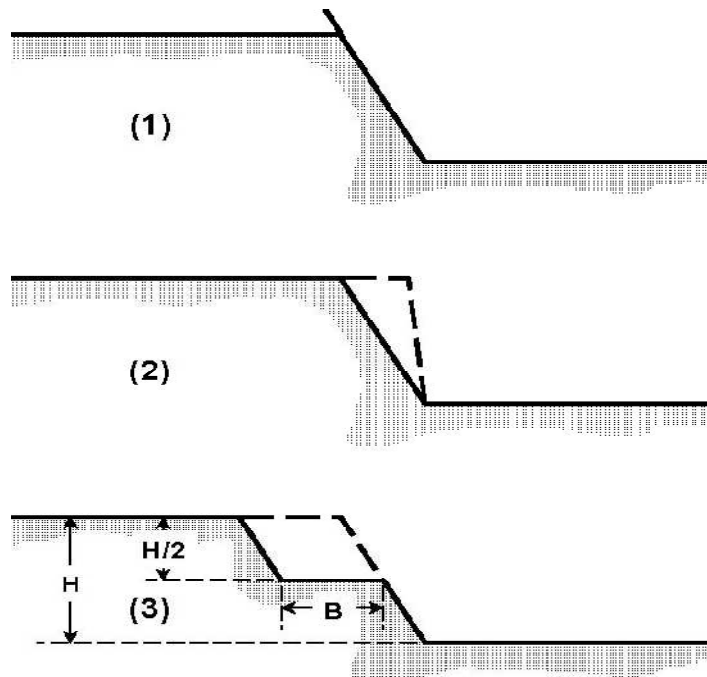


Figura 4.1 Cambio de la geometría del talud

b) Reducción de la altura del talud

Este método permite dar soluciones permanentes cuando se tiene cuidado en los aspectos de drenaje en la excavación. Se puede utilizar prácticamente en toda clase de deslizamientos, pero es eficiente sobre todo en los de tipo rotacional.

c) Disminución de la pendiente

Es uno de los métodos más utilizados para el mejoramiento de la estabilidad de los taludes. Es un método correctivo de deslizamientos originados en el cuerpo de talud.

En suelos en los que la componente friccionante tiene más importancia que la cohesiva, la estabilidad está más ligada a la inclinación del talud; mientras que para suelos cohesivos, la estabilidad depende principalmente de la altura.

d) Escalonamiento

En el caso de escalonamientos en arcillas lo que se busca es transformar el talud en una combinación de varios taludes de menor altura, ya que en este tipo de suelos, la altura es el factor determinante de la estabilidad. Por ello los escalones deben tener un ancho suficiente para poder funcionar como taludes independientes.

Para suelos con resistencia friccionante (Figura 4.2), el escalonamiento se hace comúnmente para disminuir la pendiente, detener pequeños derrumbes y caídos y coleccionar agua. También es importante la función que pueden tener los escalones para proteger el corte contra la erosión del agua superficial, pues reducen la velocidad ladera abajo y el gasto de escurrimiento.

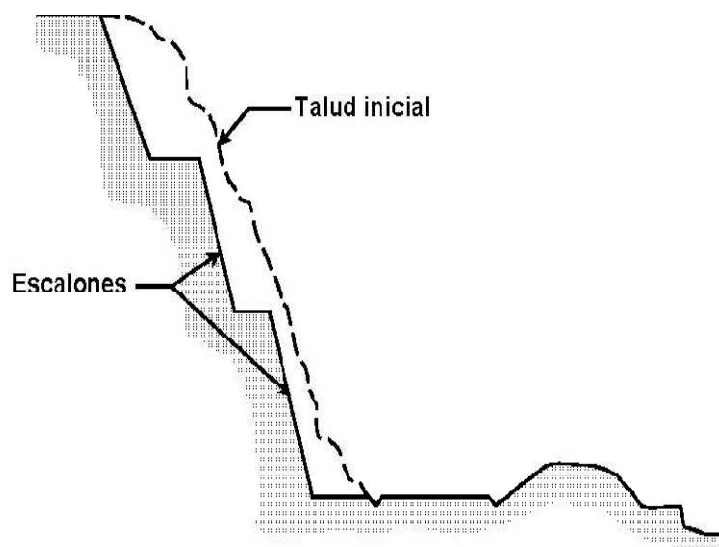


Figura 4.2

e) Bermas

Se denominan bermas a masas generalmente constituidas del material del propio talud o de uno similar que se adosan al mismo para darle estabilidad (Figura 4.3). La berma tiende a hacer que la superficie de falla se desarrolle a mayor profundidad y con una mayor longitud.

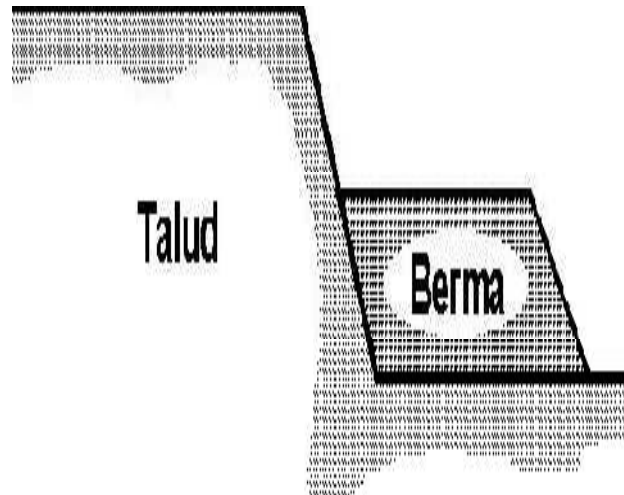


Figura 4.3 Uso de bermas

La sección de la berma debe calcularse por aproximaciones sucesivas en el análisis de la estabilidad del talud. Para el caso de terraplenes, en el inicio de los tanteos se le puede dar la mitad de la altura del terraplén y un ancho igual al de la corona del mismo.

f) Contrafuertes

Los contrafuertes son estructuras masivas de concreto o mampostería que se colocan en la base de taludes en macizos rocosos y que proporcionan fuerzas resistentes adicionales (Figura 4.4).

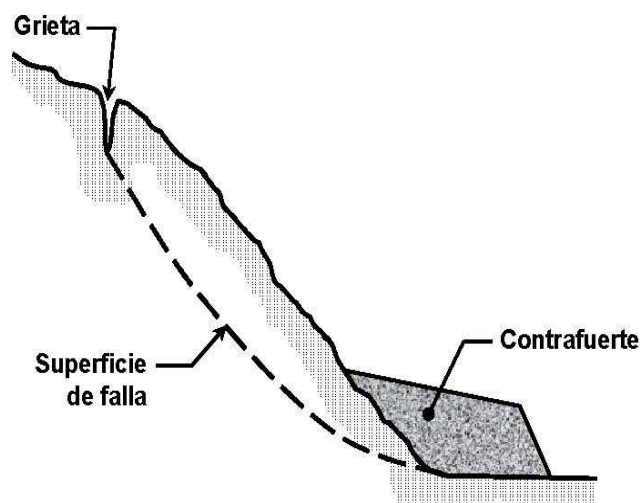


Figura 4.4 Contrafuerte

g) Empleo de materiales estabilizantes

Este método consiste en añadir al suelo alguna sustancia que mejore sus características de resistencia. Los estabilizadores más comúnmente empleados son el cemento y la cal, siendo sus mecanismos de estabilización similares.

Una de las técnicas utilizadas con mayor frecuencia es la inyección de lechada de cemento. Esta técnica permite dar tratamiento a superficies de falla previamente formadas y relativamente superficiales en materiales duros, tales como lutitas, argilitas y arcillas rígidas y fisuradas; no rinde buenos resultados en materiales flojos y sueltos.

Un programa de inyección requiere de un conocimiento muy preciso de la superficie de falla, respecto a la cual puedan situarse convenientemente los pozos para inyectado. El espaciamiento de los pozos suele estar comprendido entre 3 y 5 m y las operaciones de inyección deben progresar ladera arriba. Se debe tener cuidado en que la presión de inyección de la lechada no ocasione fracturamiento hidráulico en las grietas o fallas existentes, ya que esto puede producir el caído brusco o fracturamiento de masas importantes del material que se esté inyectando.

h) Empleo de estructuras de retención

El uso de muros de contención es muy común para corregir deslizamientos después de que han ocurrido o para prevenirlos en zonas inestables del talud (Figura 4.5).

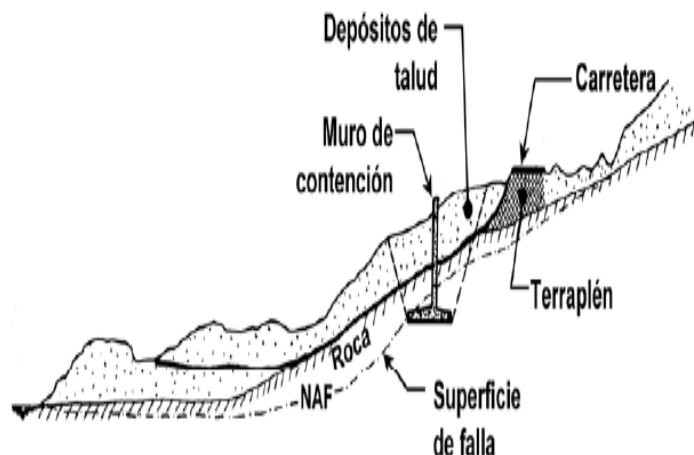


Figura 4.5

Los muros de retención para estabilizar taludes se usan comúnmente cuando no hay espacio suficiente para cambiar la pendiente del mismo. También se utilizan para confinar el pie de fallas en arcillas o lutitas, impidiendo la abertura de grietas y fisuras por expansión libre.

Existen distintos tipos de muros de retención:

1) Muros de gravedad

Se construyen normalmente de mampostería o de concreto simple. Están sometidos únicamente a esfuerzos de compresión, ya que su peso propio se utiliza para contrarrestar las fuerzas horizontales producidas por el empuje. Estos muros resultan económicos cuando tienen una altura máxima de 5 m.

2) Muros en voladizo

Son de concreto reforzado. Se utilizan cuando no se desea tener grandes volúmenes de muro, y evitar con esto, la transmisión de mayores esfuerzos a la cimentación. Su condición de equilibrio depende fundamentalmente de la losa de cimentación del muro, la cual, deberá tener las dimensiones necesarias para evitar los efectos de deslizamiento y volteo. Estos muros son funcionales para alturas comprendidas entre 3 y 6 m.

3) Muros de retención con contrafuertes

Son muy similares a los que están en voladizo. Se utilizan cuando la longitud del material por contener es grande, o bien cuando las presiones son altas. Estos muros se forman a base de tableros de losas apoyadas en los contrafuertes, donde éstos últimos se colocan con la finalidad de rigidizar al muro y reducir los elementos mecánicos que actúan sobre los tableros. Estos muros son adecuados para alturas mayores a 6 m. La elección del tipo de muro depende de diversos factores, tales como: la extensión de la superficie disponible, los precios de los materiales de construcción, la posibilidad de utilizar el terreno colindante, la altura y longitud de la masa de material por contener, etc.

Generalmente, los muros de retención deben diseñarse para soportar la presión del terreno. Usualmente no se diseñan para resistir la presión hidrostática, y por lo tanto, deben estar provistos de sistemas para drenar el agua. Estos drenes deben estar colocados aproximadamente a cada 3 m tanto en dirección horizontal como vertical.

En los muros con contrafuertes, se debe colocar cuando menos un dren por cada uno de los espacios entre ellos.

Las principales fuerzas que se deben tomar en cuenta para el análisis de cualquier tipo de muro de contención son las siguientes:

- El peso propio del muro, que puede obtenerse con precisión, si se conocen sus dimensiones generales.
- El empuje que ejerce la presión de tierra contenida, el cual generalmente no es posible determinar con exactitud; sin embargo, existen teorías como la de Rankine y Coulomb.

Cuando existen cargas adicionales en la superficie del terreno contenido, y éstas son originadas por losas de concreto, vías de ferrocarril, carreteras, estructuras, maquinaria, etc., el empuje se incrementa produciendo el mismo efecto que si se aumentara la altura del terreno por contener. Esta sobrecarga está dada generalmente en términos de una altura equivalente del suelo, es decir, se divide a la carga adicional entre el peso volumétrico del suelo. Existen también otros factores que pueden incrementar la magnitud de los empujes, tales como, las heladas, la expansión de los materiales de relleno, sismos, vibraciones, procesos de compactación, etc.

El procedimiento a seguir en el proyecto de muros, consiste en la repetición sucesiva de dos pasos:

- Selección tentativa de las dimensiones de la estructura.
- Revisión de la estabilidad de la estructura bajo las fuerzas que la solicitan.

Si el análisis indica que la estructura no es satisfactoria, se ajustan las dimensiones y se efectúan nuevos tanteos hasta lograr que la estructura sea capaz de resistir los esfuerzos a los que se encuentra sometida. Para llevar a cabo el análisis, es necesario determinar las magnitudes de las fuerzas que actúan por encima de la base de la cimentación, tales como el empuje del terreno, sobrecargas, peso propio del muro y peso propio del relleno y, posteriormente, investigar su estabilidad con respecto a:

- Volteo
- Deslizamiento
- Presiones sobre el terreno
- Resistencia como estructura

Recomendaciones para el dimensionamiento de muros

En general, y por razones prácticas, se tomarán en cuenta las siguientes recomendaciones:

- La corona debe ser suficientemente ancha, tanto para facilitar la colocación del concreto o mampostería, como para tener resistencia para soportar la acción de fuerzas de impacto. En muros con altura de hasta 6 m, el espesor mínimo de la corona será de 30 cm.
- La cara expuesta de los muros deberá tener una inclinación mínima de 1/50, para evitar la sensación de que están desplomados. Cuando las condiciones lo permitan, es preferible diseñar los muros con inclinaciones mayores.
- En muros de gran longitud, se deberán colocar juntas para que no puedan producirse grietas o fallas ocasionadas por las dilataciones o contracciones, debidas a las variaciones térmicas y a la retracción del fraguado del concreto. En general, se recomienda que se dispongan juntas de dilatación a distancias

que no excedan de 25m, y juntas de contracción a distancias que no sean mayores de 9m.

El empleo de pilotes o pilas para la estabilización de taludes es más eficaz en deslizamientos superficiales, ya que en los profundos se generan fuerzas muy grandes que con dificultad resisten los pilotes; además, tales fuerzas hacen que el suelo se deslice entre los pilotes.

Este método es aplicable en taludes en roca o materiales duros, cuando la fricción a lo largo de la superficie de falla es un factor importante de la estabilidad. En la Figura 4.6 se muestra un esquema ilustrativo de este método.

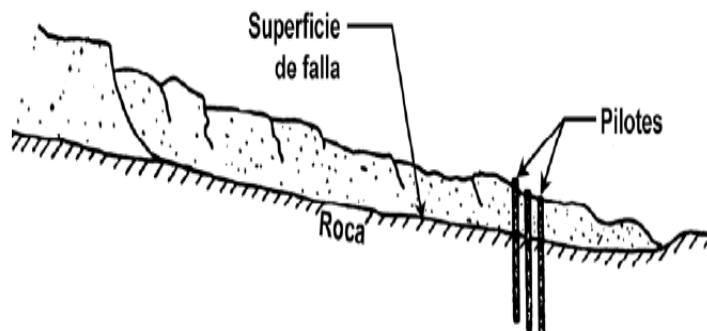


Figura 4.6 Estabilización de una falla con pilotes

IV. II. Tipos de Anclajes

La estabilidad de los taludes puede mejorarse empleando anclas cuya dirección y diseño dependerán de las condiciones de cada caso que se analice, como se ejemplifica en la Figura 4.7. Las anclas desempeñan básicamente dos funciones: la de proporcionar resistencia al corte y a la tensión en taludes inestables que la requieran y la de soportar en forma directa el peso de la cuña deslizante.

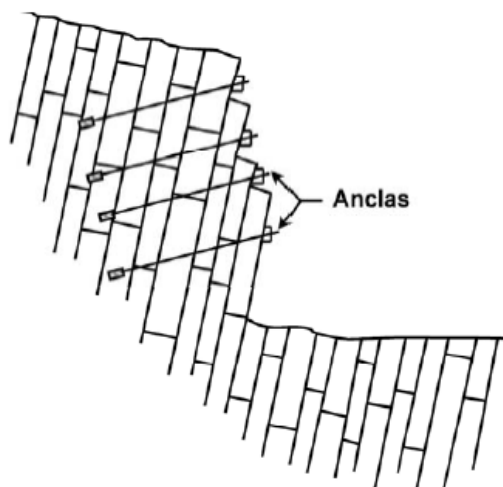


Figura 4.7 Anclas para evitar la falla por volteo

Existen básicamente dos tipos de anclas para la estabilización de taludes: las de tensión y las de fricción.

Las anclas tensadas ayudan a incrementar el esfuerzo normal en las fallas o discontinuidades, aumentando su resistencia al corte. Cuando el esfuerzo normal es pequeño, su función principal es la de absorber esfuerzos de tensión. La función de las anclas de fricción es la de soportar los esfuerzos de tensión que el talud es incapaz de resistir.

Generalmente, las anclas pretensadas no se utilizan en los suelos arcillosos debido a su baja resistencia. En cambio se les utiliza mucho en los suelos firmes. La principal ventaja de esta técnica en el caso de excavaciones es que la subestructura puede construirse libre de obstáculos. Sin embargo, los aspectos legales acerca de la penetración de las anclas en el subsuelo de áreas vecinas es todavía un problema y ha sido una causa de serios conflictos.

En los siguientes incisos se describen algunos tipos de anclajes de tensión y fricción existentes en el mercado, que pueden ser utilizados en la estabilización de taludes.

a) Varilla inyectada sin tensar

Es un tipo de anclaje sin tensar, económico y sencillo, que consiste en bombear un mortero grueso en el barreno con una bomba de mano sencilla. Se empuja la varilla en la lechada como se muestra en la Figura 4.8. Si es necesario, se puede añadir una placa de retén con una tuerca, pero como refuerzo muy ligero se utiliza a veces la varilla sola.

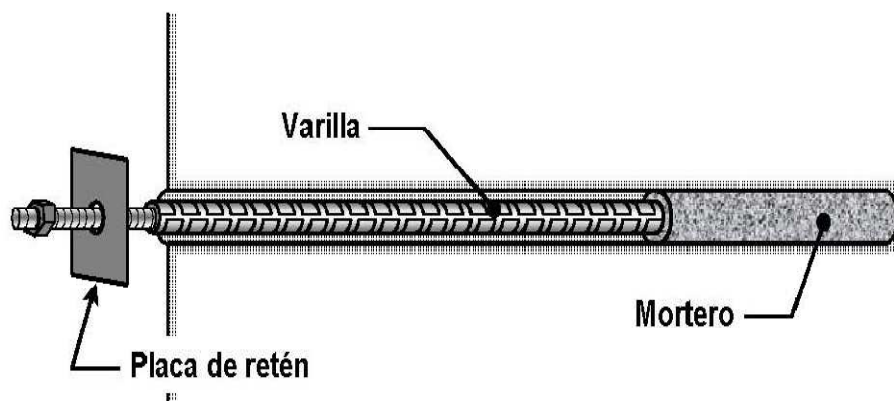


Figura 4.8 Varilla inyectada sin tensar

Este tipo de anclaje presenta la desventaja de que tiene que instalarse antes de que se presenten deformaciones importantes, ya que no es posible tensarla.

b) Ancla mecánicamente fijada, tensada e inyectada.

En la Figura 4.9 se muestra un tipo de ancla mecánica de casquillo expansivo. Una cuña, que se fija al perno, se jala dentro de un casquillo cónico que, al expandirse, se presiona contra las paredes del barreno. El tapón de hule sirve para confinar la lechada y para centrar el perno en el barreno además de sellarlo y evitar las pérdidas de lechada. La lechada se inyecta por la boca del barreno y el tubo de regreso llega hasta el final del mismo. La inyección termina después de la salida del aire y de la emisión de la lechada por el tubo de regreso.

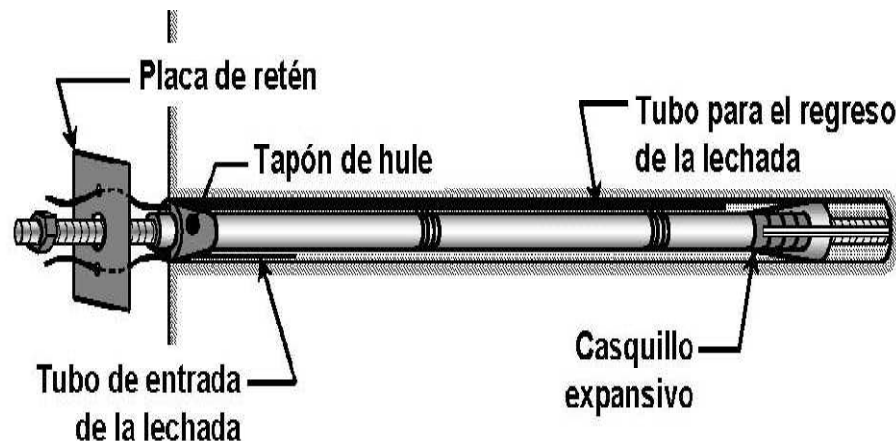


Figura 4.9 Ancla mecánica de casquillo expansivo

El ancla puede tensarse inmediatamente después de la instalación e inyectarse posteriormente cuando los primeros movimientos hayan cesado. Es un anclaje muy seguro en roca sana y se pueden lograr cargas de anclaje elevadas.

Presenta la desventaja de ser costosa y requiere de una mano de obra experta y una supervisión cuidadosa. Los tubos de inyección se dañan fácilmente durante la instalación y es indispensable hacer una prueba con agua antes de inyectar la lechada.

c) Barra con rosca, tensada y fijada en resina

Este tipo de sistema combina la mayoría de las ventajas de los sistemas mencionados. Se encuentran en el mercado resinas con su catalizador (endurecedor) en forma de embutidos de plástico, con el catalizador separado de la resina por otro recipiente de plástico o vidrio. Se empujan las cápsulas dentro del barreno y luego se inserta la barra. La rotación de la barra durante la inserción rompe las cápsulas con la consecuente mezcla de la resina con el catalizador. En el ejemplo mostrado en la Figura 4.10, primero se coloca la resina de fraguado rápido, que forma un anclaje sólido que permite que se tense el ancla unos minutos después de la mezcla. La resina de fraguado lento fija luego el resto de la barra.

Este sistema es fácil de instalar y se utiliza en lugares difíciles donde el costo es menos importante que la rapidez y seguridad. Se logran anclas de muy alta

resistencia en roca de mala calidad y si se eligen los tiempos de fraguado adecuados, en una sola operación se obtiene un sistema de anclaje totalmente inyectado. Tiene la desventaja de que las resinas son muy costosas y tienen un tiempo de almacenaje limitado, sobretodo en climas cálidos.

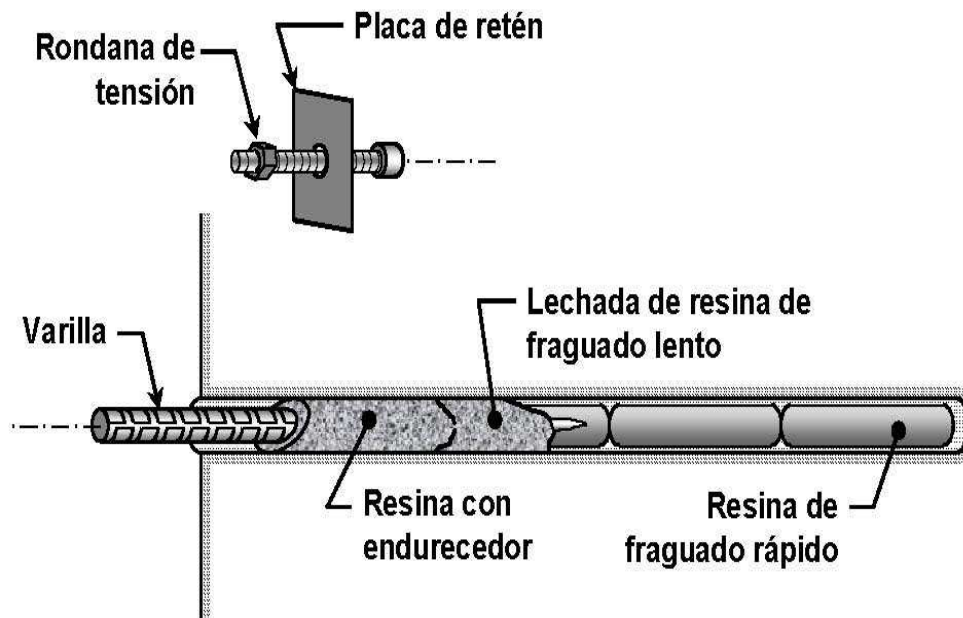


Figura 4.10 Ancla fijada con resina

d) Anclas de barra y de cables o torones

Dos de los tipos de anclas que más son utilizados en la actualidad para la estabilidad de taludes son las de barra y las de cables o torones.

Las anclas de barra están constituidas por una barra de acero especial, su diámetro varía dependiendo del fabricante. Estas anclas existen para cargas de trabajo, permanentes y provisionales, de 150 kN y 170 kN, respectivamente.

En el tramo libre (sección del ancla arriba del plano de anclaje), la barra está cubierta por un tubo plástico rígido de PVC. Este tubo permite que el ancla, en esta sección, no transmita carga al terreno en la zona inestable del macizo. En el tramo de inyección (situado en la parte más profunda del barreno, Figura 4.11), la barra queda cubierta por la lechada a fin de realizar el anclaje en el terreno envolvente. En este tramo es importante que la barra quede centrada en la perforación, para garantizar que sea recubierto por la lechada, no sólo como protección contra la corrosión del acero, sino también para obtener un buen anclaje.

Las anclas de cables o torones son llamadas también anclas de inyección. Un esquema típico se presenta en la Figura 4.11. Están constituidas por cables o torones de acero especial, recubiertos en el tramo libre por un tubo de plástico flexible. Poseen un tubo central de plástico rígido de PVC, alrededor del cual están dispuestos los cables o torones. En el tramo de inyección se instalan

anillos espaciadores para distribuir adecuadamente los cables alrededor del tubo plástico.

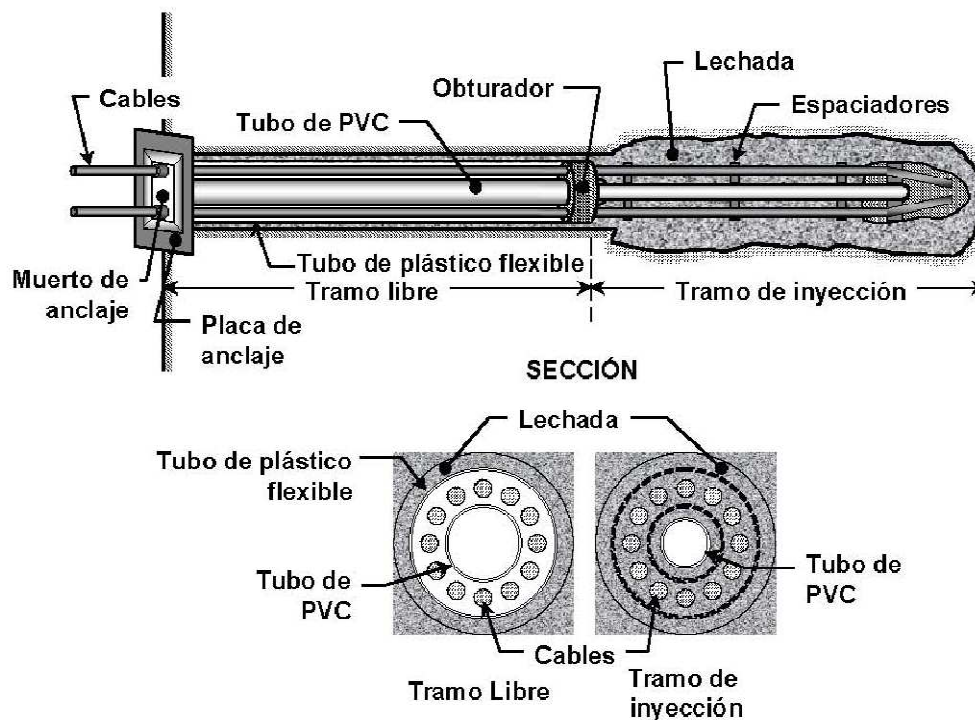


Figura 4.11 Características generales de un ancla de cables

Ambos tipos de anclas deben recibir un tratamiento anticorrosivo en el momento de su colocación. Este tratamiento consiste en la limpieza mecánica del óxido de las barras, cables o torones y en la aplicación de pintura anticorrosiva al ancla.

En general las anclas de inyección soportan cargas mayores que las de barra y no requieren una deformación importante para trabajar al máximo. La magnitud de la carga de trabajo depende principalmente del número de cables o torones, del diámetro de estos, de su resistencia, de la presión de inyección y por tanto del tamaño del tramo de inyección. Existe en el mercado una gran variedad de estos dos tipos de anclas; sus características varían dependiendo del fabricante.

e) Consideraciones para el diseño

En general, las cargas en las anclas pueden determinarse suponiendo que sus componentes horizontales están dadas por los diagramas de presión aparente que se indican en la Figura 4.12.

La elección entre tirantes horizontales o inclinados depende de varias circunstancias:

Si la resistencia del suelo aumenta con la profundidad, o si existen capas especialmente resistentes a una profundidad razonable debajo de los materiales más débiles. En cualquier caso, los tirantes deberán anclarse dentro del suelo estable, es decir, la longitud de anclaje está determinada comúnmente por la ubicación de los planos potenciales de falla. En general, se recomienda una longitud mínima de 5 m atrás del plano de falla.

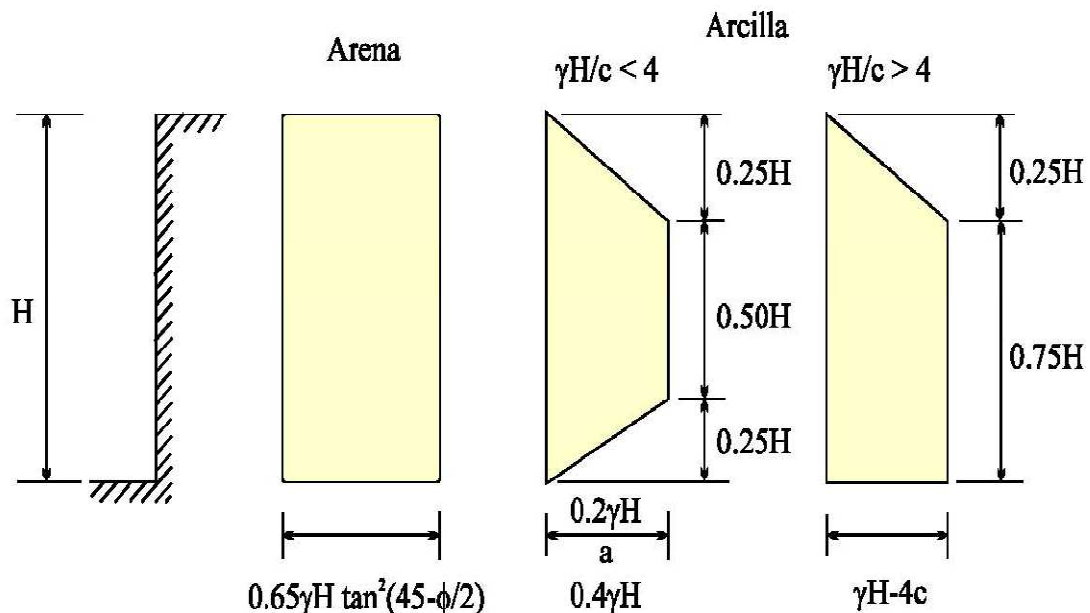


Figura 4.12 Diagramas de presión aparente para calcular las cargas en las Anclas.

Por otra parte, la capacidad de tensión en la mayoría de las anclas depende principalmente del mortero de cemento para transferir la carga del tendón al suelo; de aquí que las propiedades del mortero y la adhesión del suelo, sean factores importantes a considerar en el diseño. Normalmente, el factor limitante es la deformación excesiva o falla del suelo, por tanto, resulta necesario contar con la información geotécnica adecuada a cada caso. (Figura 4.13).

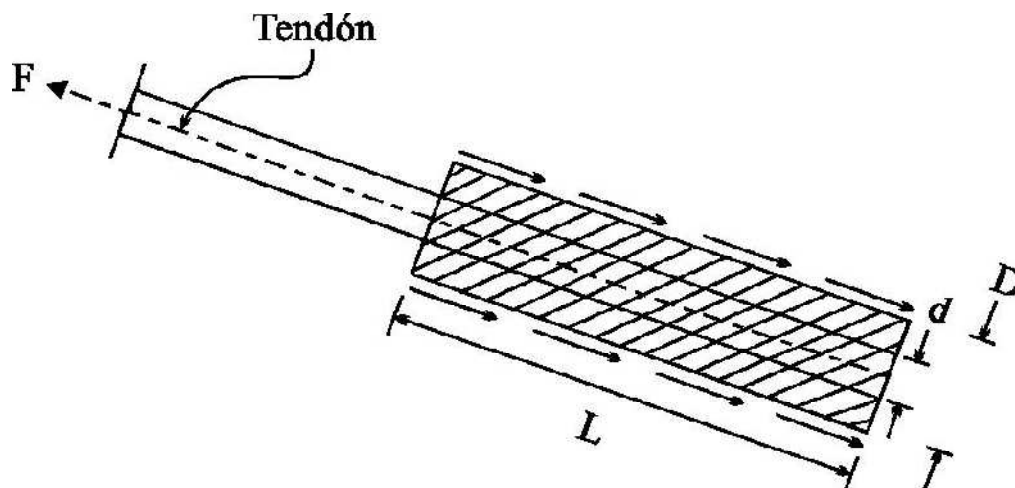


Figura 4.13 Elementos de un ancla

Para confirmar las hipótesis de diseño y garantizar el comportamiento requerido de las anclas, es práctica común realizar al inicio de la obra unas pruebas de extracción hasta la falla, obteniéndose la capacidad última y su comportamiento esfuerzo de formación.

Para anclas temporales en suelos granulares se emplean factores de seguridad de 2 a 2.5; en suelos arcillosos, particularmente blandos, los rangos para los factores de seguridad varían de 3 a 3.5, con la finalidad de limitar las deformaciones que se generan con el tiempo. Los componentes de acero para el tendón de las anclas se diseñan normalmente para cumplir con las prácticas usuales correspondientes al diseño estructural.

Una vez que se ha determinado la capacidad de carga individual de las anclas, se procede al diseño general del sistema de retención en su conjunto. El espaciamiento de las anclas se determina en función de la altura del corte, de la flexibilidad de la pared formada por el concreto lanzado, de las cargas de trabajo y de las limitaciones de construcción. Para anclas usadas en trabajos temporales de estabilización, no se considera que sea necesario aplicar protección contra corrosión, a menos que el terreno sea particularmente agresivo en este aspecto (Figura 4.14).

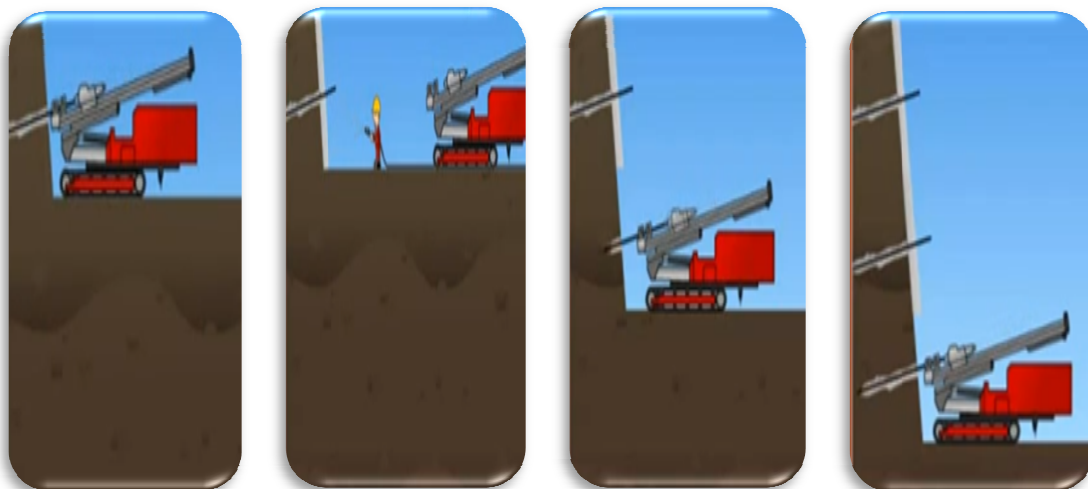


Figura 4.14 Proceso de colocación de anclas en un talud.

f) Soil nailing

Al respecto, el soil nailing (Rowe, 2000) es un método que permite reforzar taludes in situ. Consiste de “clavos” (barras de acero, varillas, cables o tubos) colocados dentro de un talud o embebidos dentro de agujeros perforados con anterioridad, una malla de alambres soldados unida a los clavos con placas de anclas, y una capa de 75-150 mm de concreto lanzado. Estos tres componentes más el suelo del talud, constituyen una estructura de suelo reforzado capaz de estabilizar taludes naturales y excavaciones temporales. La Figura 4.15 muestra diferentes sistemas de soil nailing.

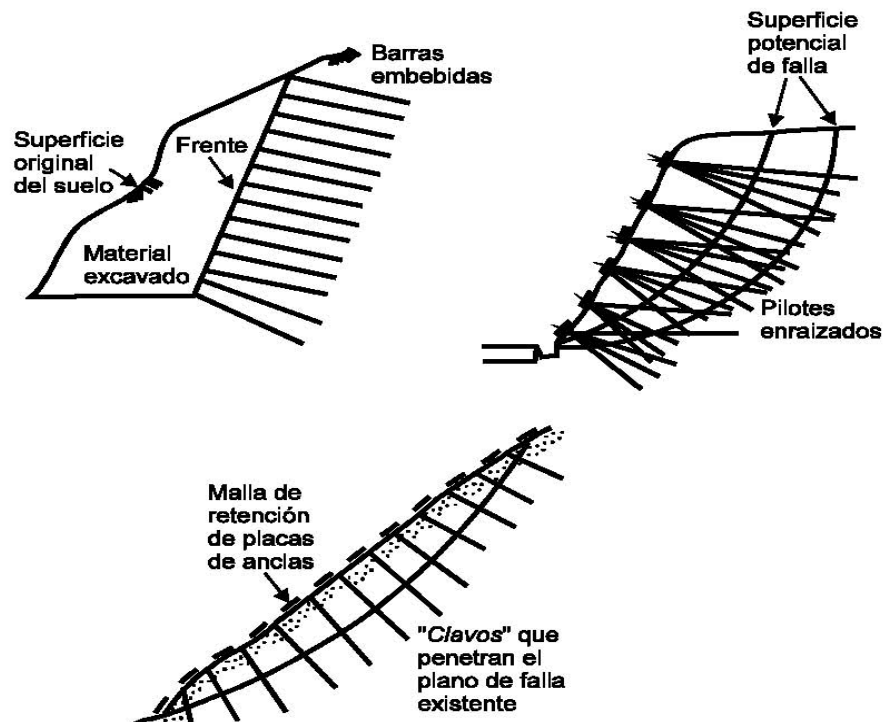


Figura 4.15 Diferentes sistemas de soil *nailing*:
a) Barras embebidas; b) Pilotes enraizados; c) Placas de ancla.

IV. III. Protección de taludes contra la erosión

En los siguientes incisos se describen algunos de los métodos de protección contra la erosión de taludes.

a) Vegetación

La plantación de vegetación es un método preventivo y correctivo para la protección de taludes contra la erosión. Cumple dos funciones principalmente; disminuye el contenido de agua en la parte superficial del talud y da consistencia a esta parte por el entramado mecánico de las raíces.

Este tipo de protección consiste en la plantación continua de pastos y plantas herbáceas. Sin embargo, es necesario un estudio detallado de las especies vegetales utilizables en cada lugar y región.

b) Hidrosiembra

La hidrosiembra es un sistema patentado para la protección de taludes contra la erosión, que consiste en lanzar sobre los taludes una mezcla de fibras orgánicas finamente divididas, fertilizantes, semillas y agua.

Este sistema permite el control de la erosión, regeneración del ecosistema y mejoramiento del paisaje; mediante la revegetación de taludes en rocas blandas y suelos finos, en climas calurosos y secos.

c) Mantas compuestas

La manta compuesta es un sistema patentado de protección contra la erosión de taludes, compuesto de materiales sintéticos y vegetales.

Existe una gran diversidad de mantas compuestas que pueden emplearse dependiendo de las condiciones naturales que se presentan en los taludes y del tipo de tratamiento que cada caso en particular requiere.

d) Mallas compuestas

Existen en el mercado varios tipos de mallas compuestas patentadas. En general, este sistema de estabilización de taludes contra la erosión consiste en la combinación de la hidrosiembra con una malla de alta resistencia (ciclónica o de triple torsión), en algunos casos forrada de PVC, y anclas de fricción que se fijan al sistema por medio de placas metálicas.

Las mallas compuestas representan una solución adecuada para taludes formados por rocas blandas, tobas volcánicas y conglomerados, con ángulos mayores de 60° y problemas de caída de bloques o estabilidad superficial.

V.- EQUIPO

V.I. Selección de Equipo

Dependiendo de la profundidad de las zanjas y de las características de los suelos se determina el equipo más adecuado para la excavación.

a) Retroexcavadoras

Estos equipos son recomendables para zanjas de profundidad no mayor de 7 m, aunque existen máquinas de este tipo de mayor alcance. Presentan algunas ventajas con relación a otros equipos como su facilidad de movimiento, tránsito y posicionamiento, rapidez de operación y menor costo (Figuras 5.1 a1, 5.1 a2, 5.1 a3).

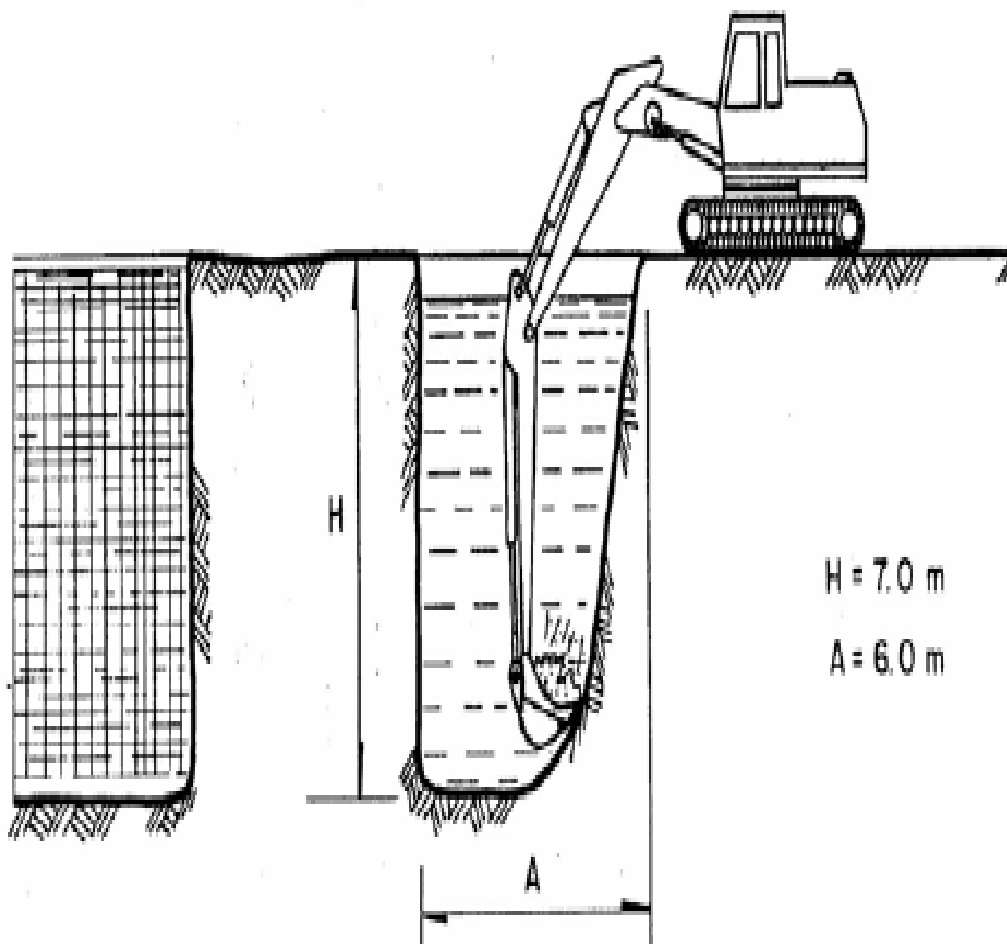


Figura 5.1 a1 Excavación de la zanja con retroexcavadora



Figura 5.1 a2 Excavación de la zanja con retroexcavadora



Figura 5.1 a3 Excavación de la zanja con retroexcavadora

b) Grúa con poleas y cables.

Este equipo es utilizado cuando se precisa de un aparato de elevación. Suelen ir siempre montadas sobre un vehículo. Su desplazamiento es muy rápido. El tiempo de montaje es muy corto ya que basta con desplegar la pluma telescópica. Su principal inconveniente es el espacio de giro que ocupa al trabajar la pluma en una posición inclinada. Se usa principalmente para montar naves industriales, izaje de armados y muros prefabricados (fig. 5.1b).

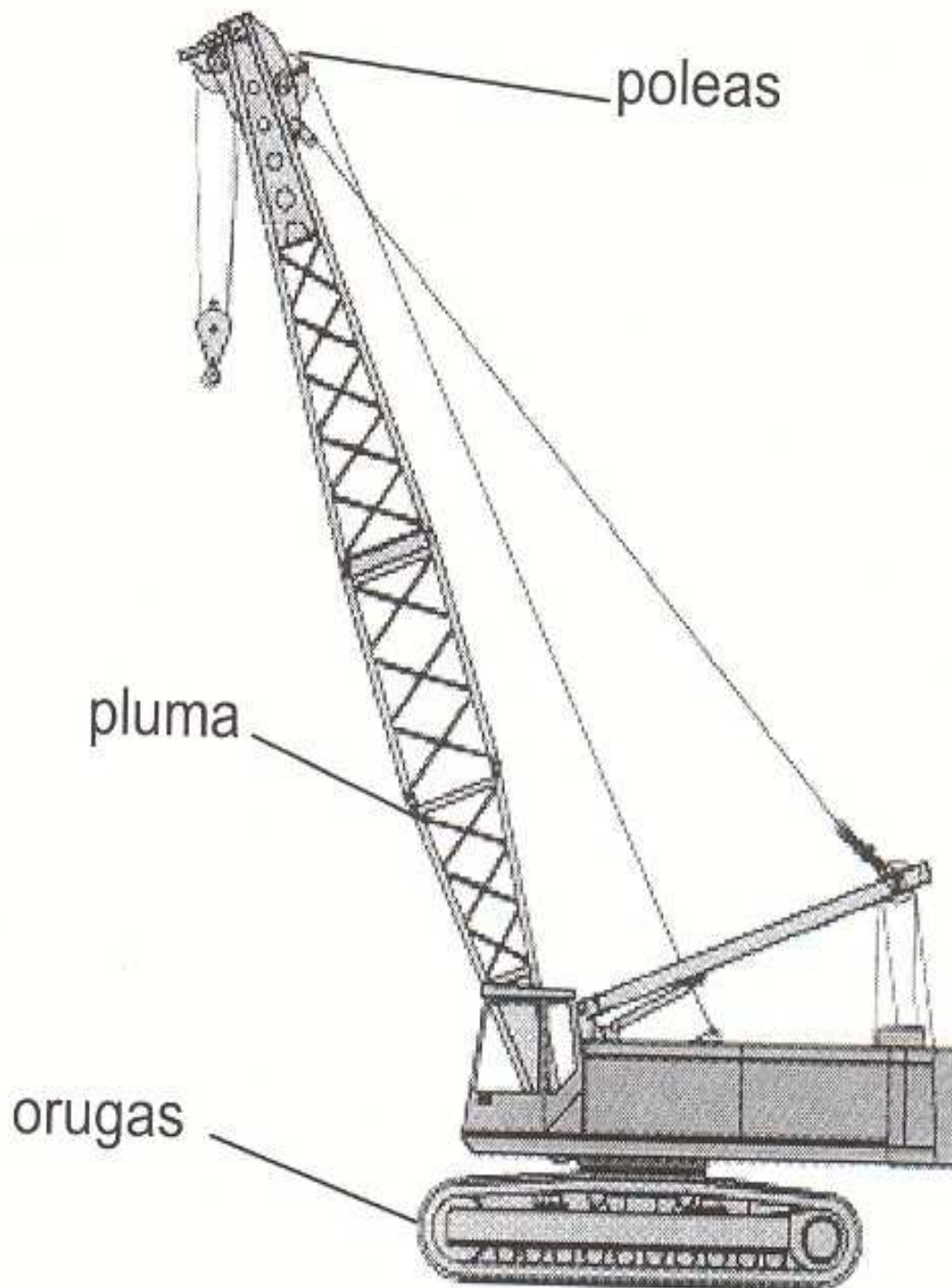


Figura 5.1b Grúa con poleas y cables

c) Almejas libres auto-guiadas.

Estos equipos fueron de los primeros que se desarrollaron con el objetivo específico de excavar zanjas profundas. Están integrados por dos quijadas operadas por medio de cables y un cuerpo metálico que le sirve de guía para mantener el alineamiento y la verticalidad durante la excavación; generalmente están montadas sobre dragas. Tienen la característica de que pueden alcanzar grandes profundidades ya que sólo dependen de la longitud de los cables que pueda manejar la grúa. El diseño racional de una excavación con almeja libre o autoguiada debe tomar en consideración los siguientes aspectos:

- Tipo de suelos por excavar
- Peso de la almeja, abertura de las quijadas, posición y tipo de los dientes de ataque, empleo de cables adecuados.
- Libre paso del fluido empleado para estabilizar las paredes de la excavación a través de la almeja.
- Longitud del cuerpo guía para garantizar la verticalidad y mecanismo de descarga y limpieza de las quijadas.

En la Figura 5.1c se muestra un esquema de una almeja libre autoguiada. Para su operación se requiere de brocales que le sirvan de guía.

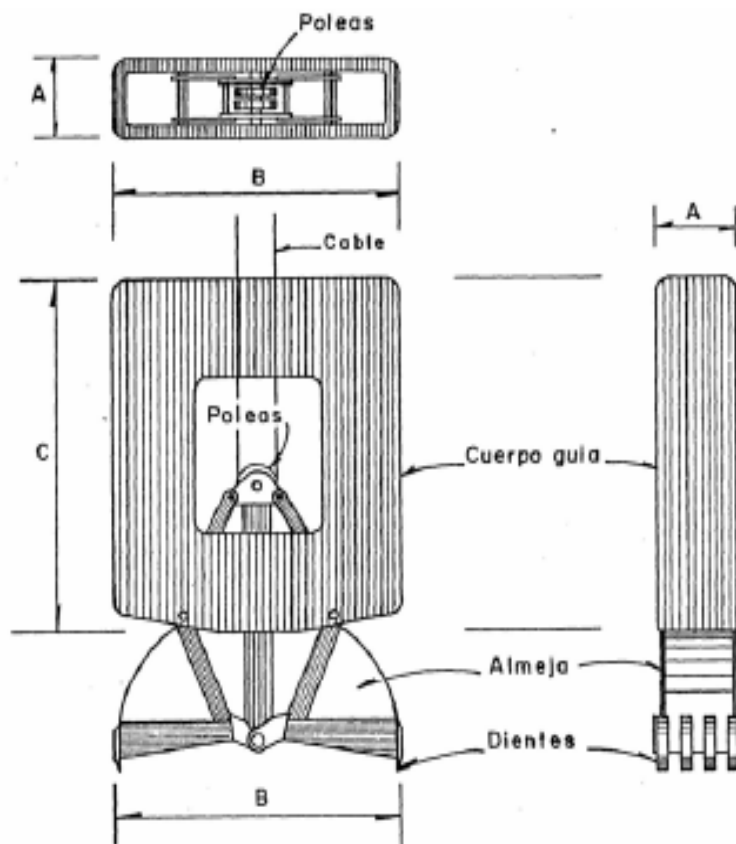


Figura 5.1c Almeja autoguiada operada con cables

d) Almeja hidráulica guiada.

Esta máquina consta de una almeja operada hidráulicamente fijada a una barra metálica deslizante llamada kelly que sirve de guía y control de la verticalidad del sistema. Se recomienda para excavación de zanjas en suelos duros en donde el peso del Kelly, el de la almeja y la capacidad de corte que le proporciona el equipo hidráulico a las quijadas, incrementan su eficiencia y velocidad de ataque. Estos equipos van montados sobre dragas de 45 o más toneladas de capacidad y pueden alcanzar profundidades del orden de los 30m (Figura 5.1 d1).

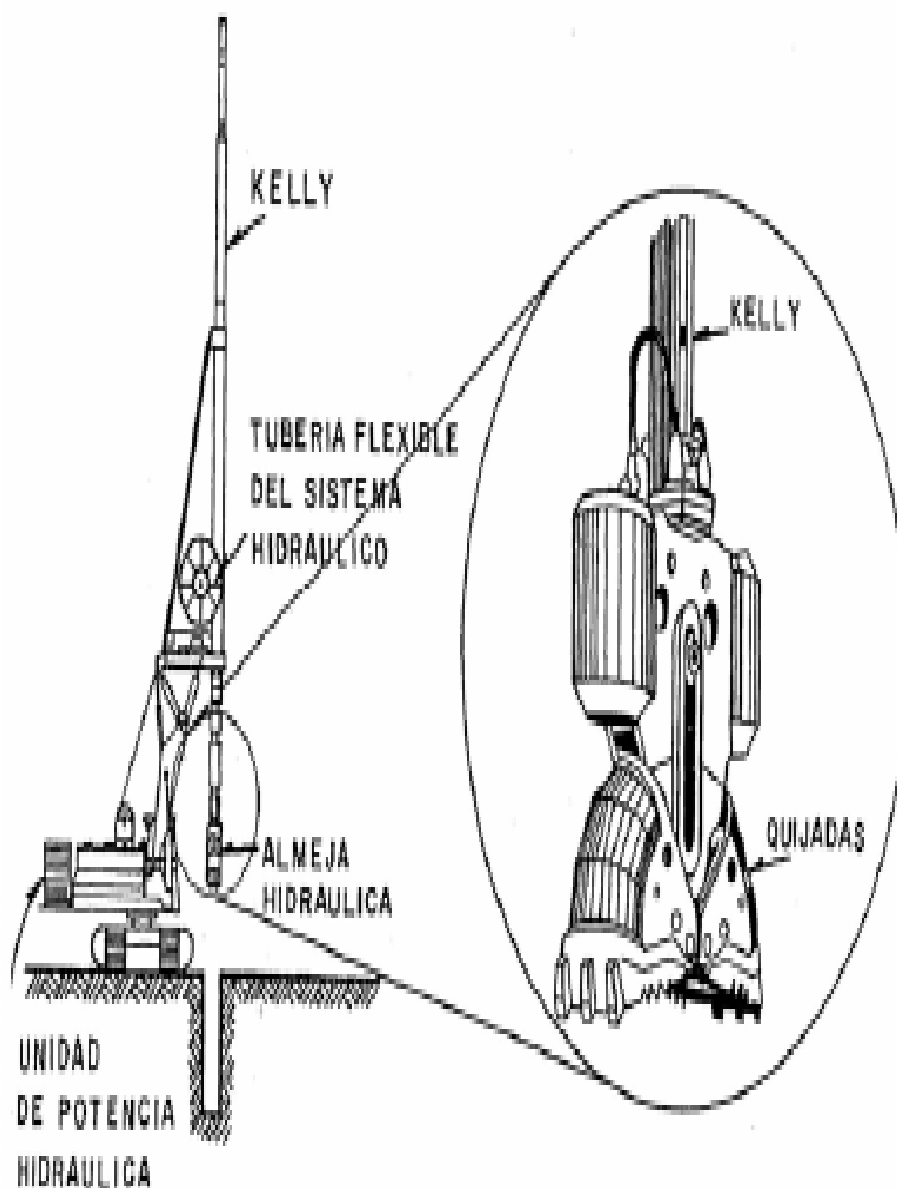


Figura 5.1 d1 Almeja Hidráulica guiada



Almeja Hidráulica guiada



Grúa con poleas



Almeja hidráulica



Perforadora



Compresora de aire (10 bar)



Cable de acero de 7 hilos
D=5/8"



Tubería plástica flexible (D=5/8")

VI.- PROCESO CONSTRUCTIVO

Los muros-diafragma colados en el lugar o muros “Milán” son paredes de concreto colado en trincheras estabilizadas con lodo. Estos tipos de muros fueron introducidos en la ciudad de México en 1967 para la construcción de las primeras líneas del sistema del metro y actualmente en excavaciones profundas para edificaciones.

Los muros Diafragma o Milán son particularmente útiles en obras que se realizan en espacios limitados en zonas urbanas, en donde no se permiten los altos niveles de ruido y vibraciones ocasionadas por el hincado de tablestacas o pilotes; en excavaciones en las que se requiere el abatimiento del nivel freático limitado y controlado para no inducir efectos negativos por bombeo y en consecuencia, fenómenos de pérdida de presión de poro y hundimientos diferenciales con daños de las estructuras aledañas a la excavación. Asimismo, son muy útiles en excavaciones que presentan paredes verticales.

Los principales usos de los muros diafragma o Milán son los siguientes:

- Como estructura de retención en excavaciones
- Como elementos de lastre para contrarrestar la subpresión a la que pueden estar sometidos los cajones de cimentación.
- Como elementos de capacidad de carga en cimentaciones profundas.
- Como pantallas plásticas impermeables.
- Como estructuras aislantes de ruido y vibración.
- Se le utiliza en la construcción de lumbreras, estacionamientos subterráneos, bodegas subterráneas y edificaciones con cimentación profunda.

VI. I. Sistemas de excavación.

La excavación de un panel se realiza como sigue:

a) Brocales

El brocal es una estructura de concreto armado, alojado en una zanja cuya excavación obligadamente es realizada a mano con el objeto de realizar posibles interferencias con instalaciones municipales (ductos de teléfonos, CFE, líneas de gas, drenajes, agua potable, redes de riego, etc.).

La finalidad de la construcción, obedece a la necesidad de contar con una guía que permita garantizar la posición y verticalidad correctas del equipo guiado durante el proceso de excavación del tramo de muro Milán en cuestión. En la figura 6.1a se muestra un brocal. Se excavan las porciones laterales y

finalmente la central, con el propósito de lograr simetría y conservar la verticalidad.

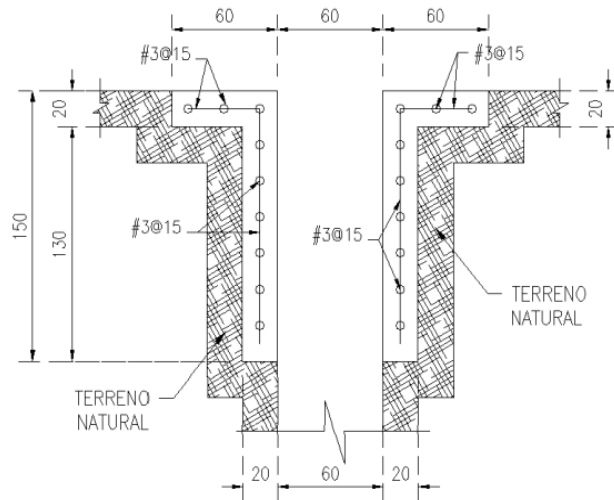


Figura 6.1a características del Brocal

El tablero puede tener las siguientes características:

- Tablero independiente confinado por tubos junta, muros anterior y posterior no construidos.
- Tablero que liga, en ambos extremos hay muros construidos y tienen la edad mínima necesaria para soportar la maniobra de limpieza de sus juntas machihembradas.
- En uno de los extremos se tiene tubo junta y en el otro muro.

Proceso constructivo del brocal





La manera más ordenada y eficiente de construir un **muro Diafragma o Milán** es como se indica en el esquema (Figura 6.2) Consiste en una primera etapa de avance, la cual, se detiene cuando los muros iniciales alcanzan la edad mínima, en ese momento el equipo de excavación y colado retrocede para iniciar la segunda etapa de avance, que es la construcción de tableros intermedios.

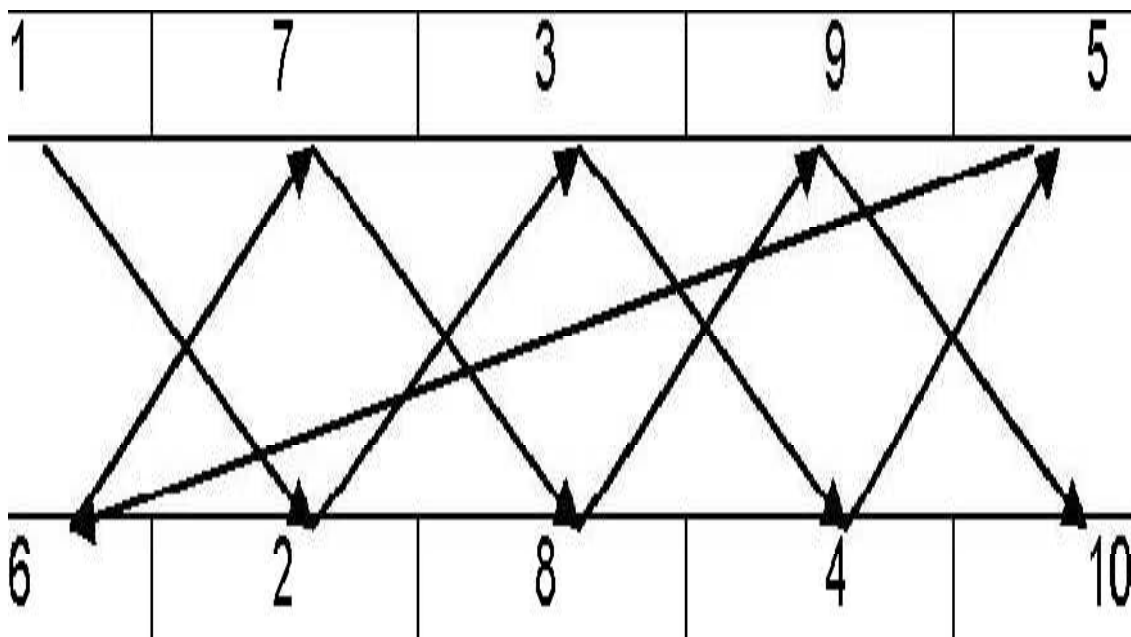


Figura 6.2 Secuencia de avance de los muros Milán

b) Lodo de perforación

Es una lechada autofraguante a base de cemento y bentonita, cuyo fraguado está retrasado y regulado por diversos aditivos (IMCC, 1990). Este lodo es fluido durante la perforación y colocación de los elementos, posteriormente el mortero fragua, endurece y sella los elementos al terreno circundante.

La correcta elaboración del lodo fraguante es la base para obtener una pantalla con la calidad debida, por lo que las instalaciones deben ser capaces de producir mezclas homogéneas que satisfagan las características del proyecto, sin que se tengan variaciones significativas.

Uno de los métodos para la elaboración de lodos fraguantes, es primero mezclar la bentonita con agua y, posteriormente, añadir el cemento; con esto se garantiza la hidratación total de la bentonita y la homogeneidad de la mezcla.

El procedimiento convencional para la preparación de lodo bentonítico consiste en utilizar una planta mezcladora con recirculación del fluido por medio de bombas centrífugas, y almacenarlo en depósitos para su hidratación y posterior utilización.

Las propiedades típicas de un lodo bentonítico son:

- Densidad 1.05 gr/cm³
- Viscosidad Marsh 60 a 70 s
- Proporcionamiento 7% (es decir, 70 Kg. de bentonita por cada m³ de agua).

La regulación de las dosificaciones permite la obtención de las características finales adaptadas al proyecto (resistencia, módulo, estanqueidad). En general, el diseño de la mezcla se establece con base en ensayos de laboratorio. Asimismo, el proveedor es quien debe dar las recomendaciones de dosificación, equipo para el mezclado, surtido de los aditivos necesarios, etc., de acuerdo con el tipo de obra que se trate.

Se debe tener especial cuidado en la sustitución del lodo inicial por el lodo fraguante. Esta maniobra se hace en forma similar al tubo tremie o bien con una bomba de lodos, para evitar la contaminación que induce la mezcla de ambos fluidos. El desperdicio de lodos ocurre cuando es imposible recuperar todo el lodo inicial, aunque se tengan tanques de almacenamiento temporal, pero principalmente por el desperdicio del lodo fraguante, que impacta todavía más económicamente; el desperdicio de este último representa el 20% del volumen del mismo (figuras 6.3 a y 6.3b).



Figura 6.3a



Figura 6.3b

c) Colocación de las armaduras

Los aceros especiales y verticales deben dejar entre sí un espacio libre de 10 a 15cm. para el paso del concreto. Con la finalidad de garantizar una buena cobertura lateral, las armaduras deben tener un ancho inferior al de la pared en unos 10cm. aproximadamente. Son necesarios centradores (rodillos o patines) y elementos de izado (asas, rigidizadores) para manipular y posicionar la armadura. Una vez colocada la parrilla se debe amarrar al brocal por medio de unas orejas, para evitar su flotación durante el colado.

d) Maniobras de izaje

Esta maniobra es muy importante en el proceso de construcción de un muro Diafragma (Milán) y debe realizarse tratando de evitar la deformación de la parrilla de acero. Debe contarse con un balancín como el que se muestra (Figura 6.4a) que sujete al armado en varios puntos a la vez. Con este aditamento, la parrilla será introducida en la zanja cuidando que no quede asentada en el fondo de ella, es decir, debe mantenerse suspendida en el nivel correcto (figura 6.4). Para evitar el efecto de flotación del refuerzo que frecuentemente se presenta durante el proceso de colado, deberá anclarse colocando barras transversales apoyadas en orejas de acero previamente colocadas en el brocal como se indica (Figura 6.4b), que impidan el movimiento ascendente del armado.



Figura 6.4 Izaje de la parrilla

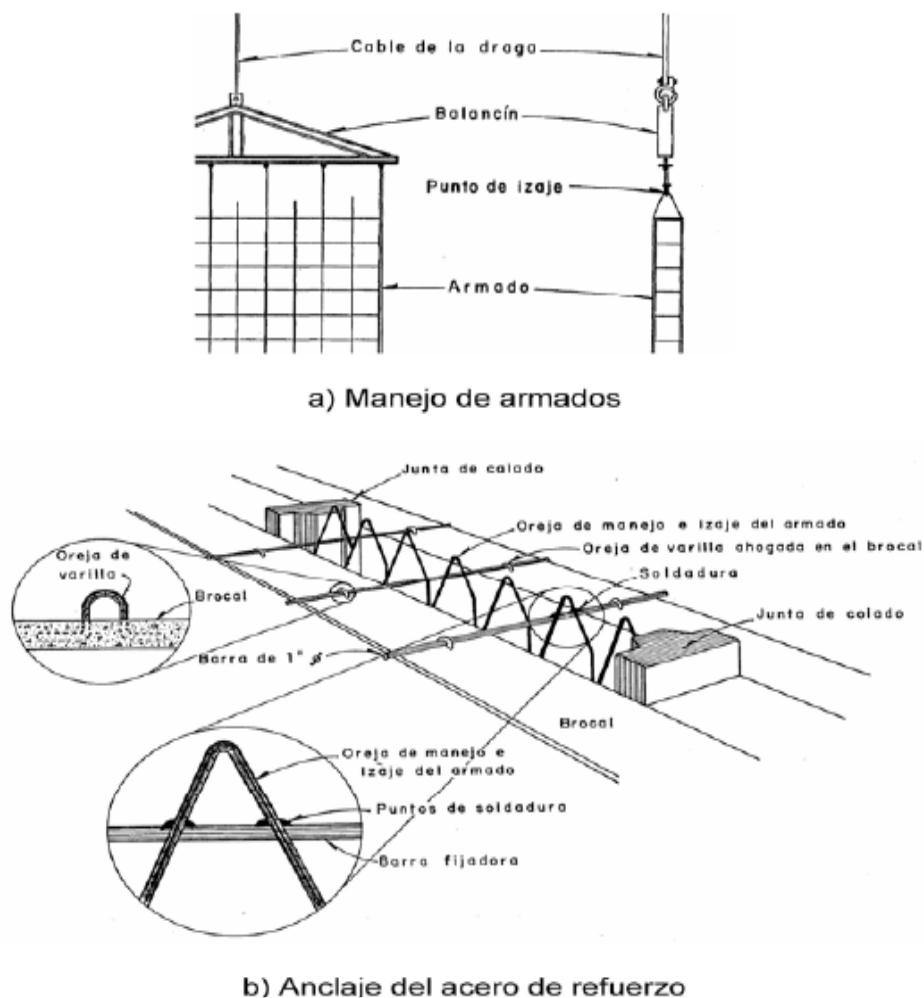
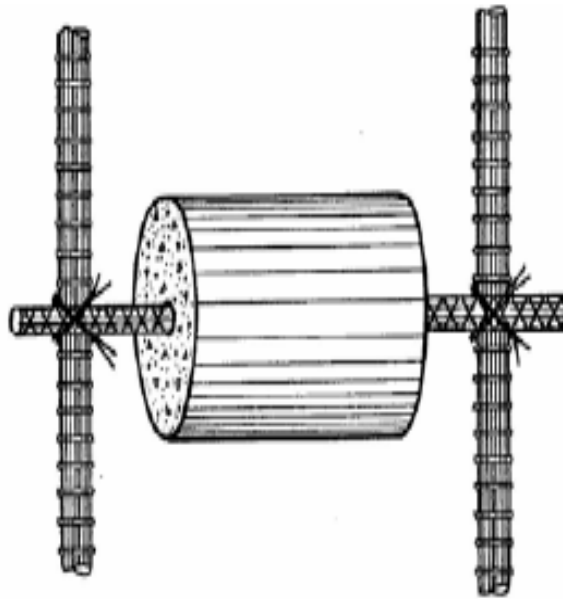


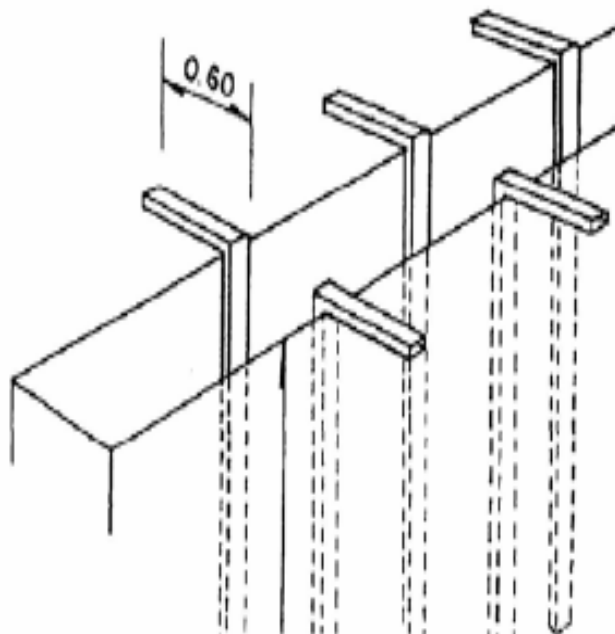
Figura 6.3a y 6.3b Detalle de la colocación de armaduras

e) Centrado del acero de refuerzo

Actualmente es muy generalizado el empleo de rodillos de concreto comúnmente llamados pollos fijos en ambos lechos del armado para centrarlo dentro de la excavación (Figura 6.5a). Esta técnica funciona adecuadamente cuando las paredes de la zanja son lo suficientemente resistentes para permitir que estos elementos giren sin hundirse. Para suelos muy blandos, no son recomendables, a menos que su longitud sea lo suficientemente grande para generar la capacidad de carga necesaria para no hundirse en la pared de la excavación. En caso contrario es recomendable el uso de centradores tubulares (patines) como los que se indican (Figura 6.5b), hechos con perfiles PTR de 4" x 3". Se colocarán en la zanja apoyados en el brocal antes de proceder a instalar el armado y serán extraídos al momento de terminar el colado o antes si este se ha retrasado por algún imprevisto y ya se ha iniciado el fraguado del primer concreto vaciado. Terminada la excavación del primer tramo se introducen los tubos junta, de sección circular o trapecial, ligeramente inferior al ancho de la excavación.



a) Rodillos de concreto (pollos fijos)



b) Tubulares (patines)

Figura 6.5a y Figura 6.5b

f) Vaciado del concreto (colado)

El concreto para un muro Milán no se vibra nunca. Se hace el colado con una tubería tremie (columna de vaciado o trompa) bajo agua o lodo (Figura 6.6). La operación de vaciado no debe ser interrumpida: debe hacerse en una sola operación.

El proceso se inicia con la introducción y armado de las líneas de tubería, de 8", 10" ó 12", según el ancho de la trinchera. El tubo debe llegar hasta 20 o 30cm. arriba del fondo de la excavación, para vaciar la primera carga de concreto; antes de realizar el primer vaciado debe colocarse un tapón (pelota) en el interior del tubo para que sea empujado por el concreto, desaloje el lodo y sirva como seguro para evitar la penetración del lodo.

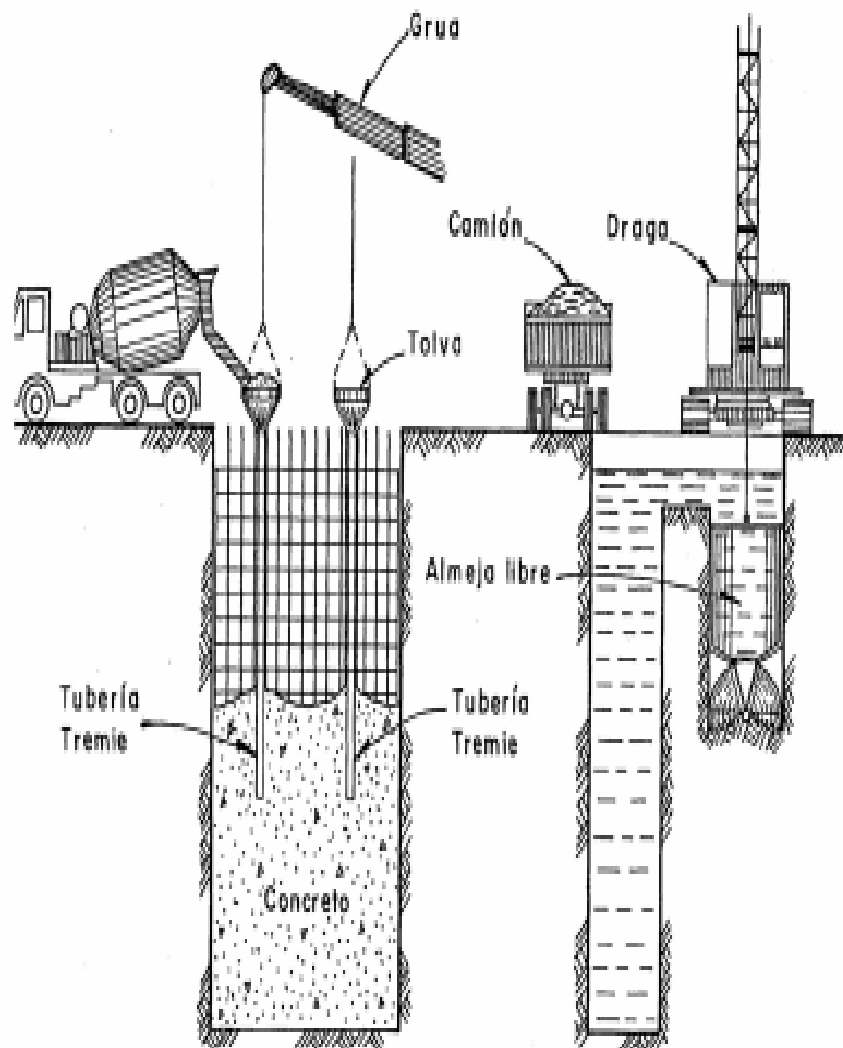


Figura 6.6 Vaciado de concreto

A continuación se mencionan algunos puntos importantes de este procedimiento:

El diámetro de la tubería debe ser entre 8" a 12" y su longitud de 3m. Como máximo (Figura 6.7). Debe ser lisa por dentro y por fuera para que el concreto fluya libremente y evitar que se atore con el armado.

- Las uniones entre los tramos deben ser herméticas; no se debe permitir que el lodo o agua penetre a través de ellas. Las cuerdas de cada tramo de tubería deben estar en perfecto estado para facilitar las maniobras de acoplado y desacoplado. Son recomendables las cuerdas de listón o trapezoidales.
- Antes de iniciar el colado se coloca un tapón deslizante dentro de cada línea de colado que puede ser una pelota de vinilo, o de poliestireno, que impida la contaminación del concreto con el lodo o agua al inicio del colado (Fig. 6.7a, 6.7b).

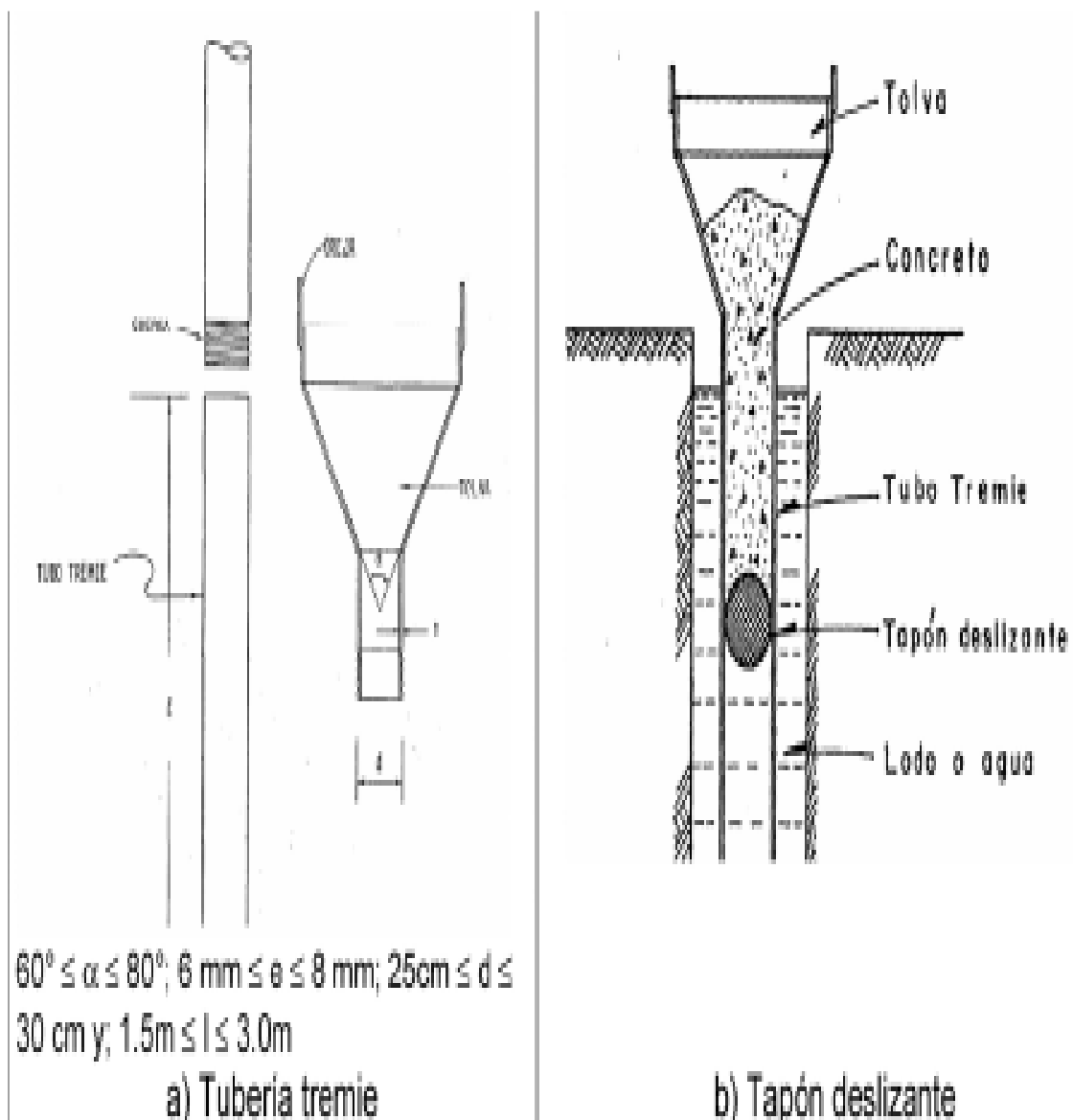


Figura 6.7 Detalles de colado



Figura 6.7a

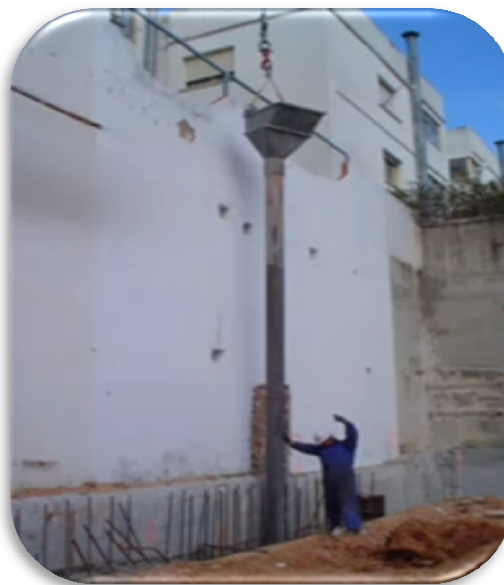


Figura 6.7b

- El extremo inferior de las líneas de colado debe permanecer ahogado en el concreto cuando menos 1.5m.
- El concreto debe elaborarse con agregados de 19mm como máximo y revenimiento de $18 \pm 2\text{cm}$.
- El colado debe realizarse de manera continua evitando lapsos de espera prolongados que provoquen taponamientos en la tubería por el fraguado inicial del concreto.

g) Juntas

En las Figura 6.8, 6.8a, 6.8b y 6.8c. Se observa un croquis de los elementos que comúnmente se emplean para moldear las juntas de los tableros del muro Diafragma o Milán, para lograr el machiembrado entre ellos. Son piezas generalmente metálicas que constan de un cuerpo tubular de sección rectangular, de ancho igual al muro Milán, que sirve de respaldo y rigidizador a la parte de la junta que deja una huella en el concreto del tablero. Esta parte es trapezoidal y en algunos casos tiene un pequeño canal para alojar una banda de PVC usada como sello entre tablero y tablero. Se aclara que estas juntas se emplean en tableros alternados.

Se instalan inmediatamente después de terminar la excavación y antes de que se coloque el acero de refuerzo. Su extracción debe realizarse al concluir el colado; es importante determinar el momento en que es conveniente moverlas tomando en consideración el fraguado del concreto ya que pueden quedar atrapadas cuando el concreto se endurece o bien provocar que el concreto fluya hacia el hueco que deja la junta cuando se le levanta si aún no tiene la resistencia adecuada. Se recomienda obtener testigos de fraguado de cada olla que se vacíe y cuidar el tiempo en que presente su fraguado inicial. En este

momento se podrá mover ligeramente la junta para despegarla, repitiendo esta operación hasta que el concreto tenga auto-soporte y sean retiradas las juntas.

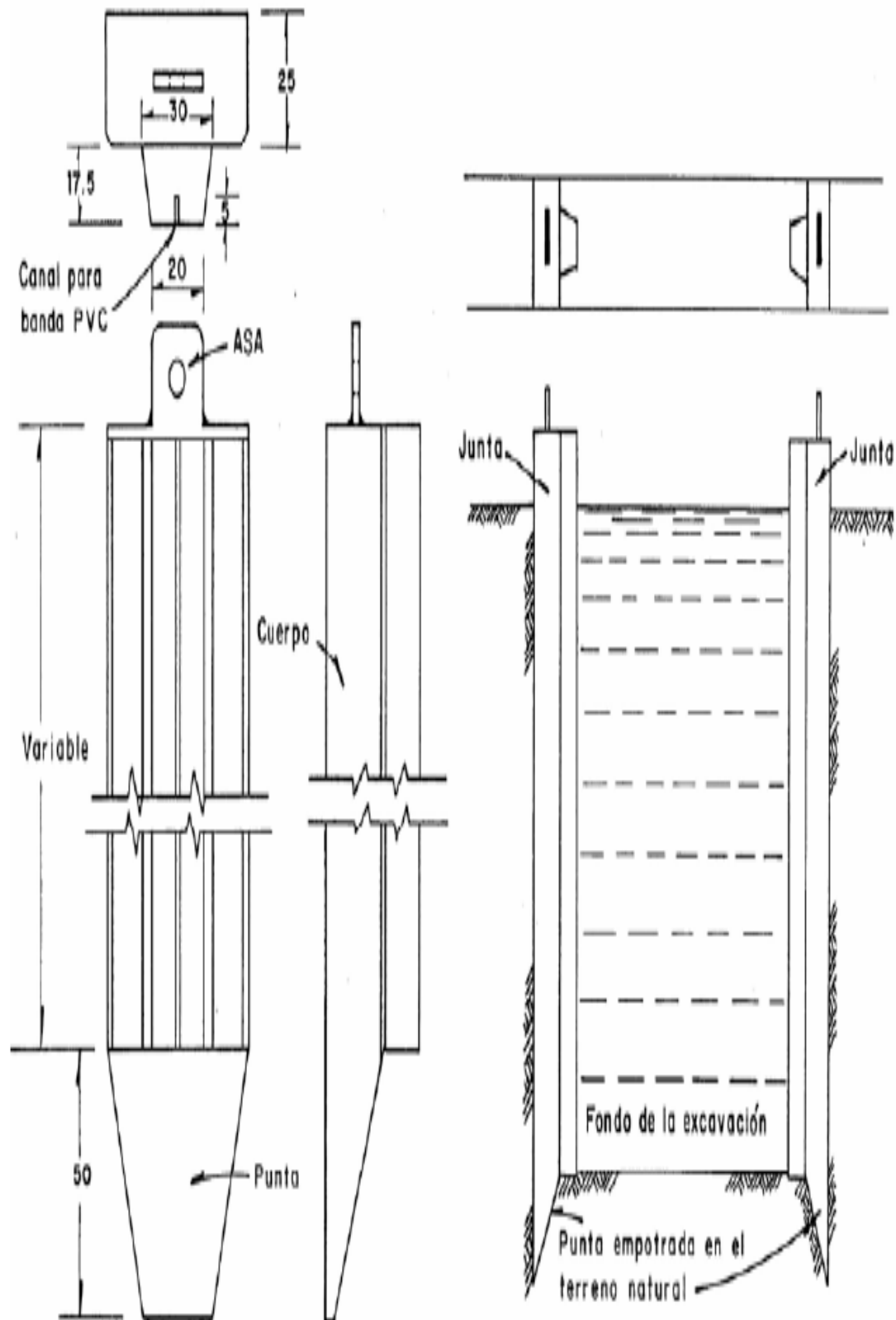


Figura 6.8 Junta de muros Diafragma o Milán

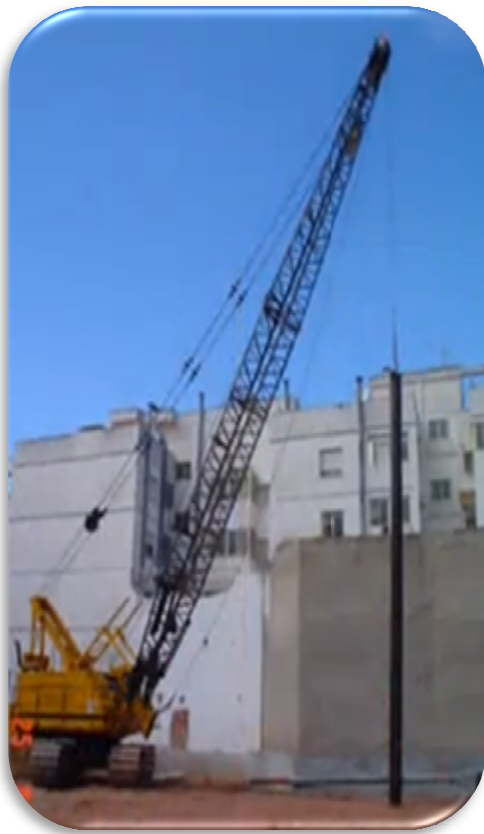


Figura 6.8a

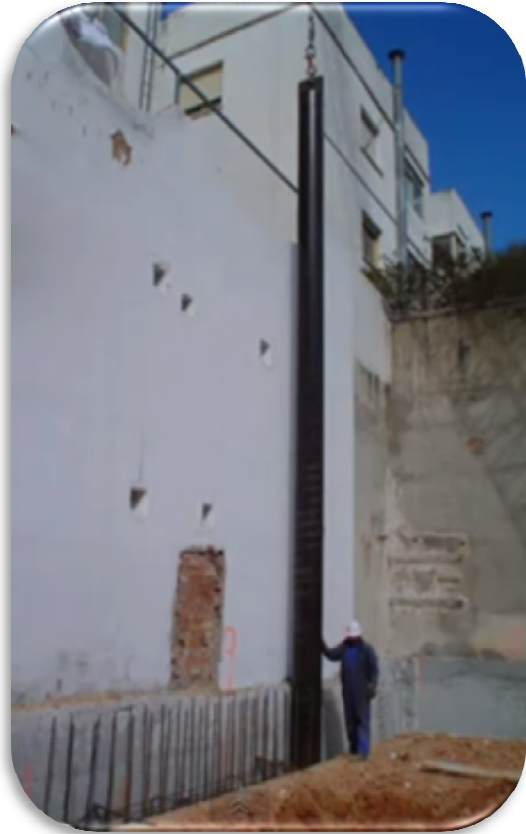


Figura 6.8b



Figura 6.8c

h) Controles

Durante las operaciones antes citadas, debe prestarse atención a los puntos siguientes:

- Excavación: nivel y calidad del lodo, verticalidad y espesor de la trinchera.
- Colocación de las armaduras: centrado y altura.
- Vaciado: calidad del concreto, volumen a cada nivel.
- Juntas: verticalidad y posición de los tubos–junta.
- Continuidad: encaje de los paneles primarios y secundarios.

Nota: en la presencia de agua se debe realizar el habatimiento del nivel freático con puntas inyectoras

VI. II. Proceso de construcción de muros prefabricados

a) Muros-guía (pre-trinchera) o brocales

Los brocales tienen las mismas funciones que en los muros Diafragma o Milán.

b) Excavación

La apertura de los tableros con el equipo excavador se hace en tres partes.

También el avance de estos muros se hace en zig-zag, logrando de esta manera la colocación continua de las piezas prefabricadas y el máximo aprovechamiento del equipo de construcción. En el caso de que se presente alguna interferencia se puede dejar un tablero pendiente, que después se construye con la técnica del muro Milán tradicional. Los anchos varían de 0.50m a 1.50m, 0.20m más que los elementos prefabricados. Los anchos usuales son de 0.60 a 0.80m.

c) Prefabricación de los elementos

Páneles de concreto armados o pretensados (alambres adherentes). La prefabricación tiene, generalmente, un carácter industrial ó prefabricación pesada, donde el peso de los elementos es de aproximadamente 40 ton. El equipo de prefabricación se encuentra algunas veces en obra, en caso contrario los elementos llegan a la obra sobre plataformas (Figura 6.9).



Figura 6.9

Colocación de los elementos.

Los elementos se manipulan con grúa. Suspensiones múltiples permiten su descenso y ajuste a su posición con seguridad. Aplicando cera sobre el elemento del lado de la excavación se evita la adherencia de la lechada al concreto durante la excavación posterior. La colocación sigue a la perforación lo antes posible. Las suspensiones permanecen colocadas hasta que el mortero haya endurecido y sellado los elementos al terreno.

Juntas

En la mayoría de los casos se utilizan las del tipo “water-stop hinchable” (Figura 6.10). Los elementos de cada extremidad se moldean con una abertura continua en forma de ojo de cerradura. Esta abertura permite el paso de una pieza metálica baja para el guiado y luego el paso del water-stop. Las dos bandas del water-stop son huecas. Se pueden inyectar posteriormente con un mortero de cemento de tal forma que haya un contacto estrecho entre el concreto y la junta.

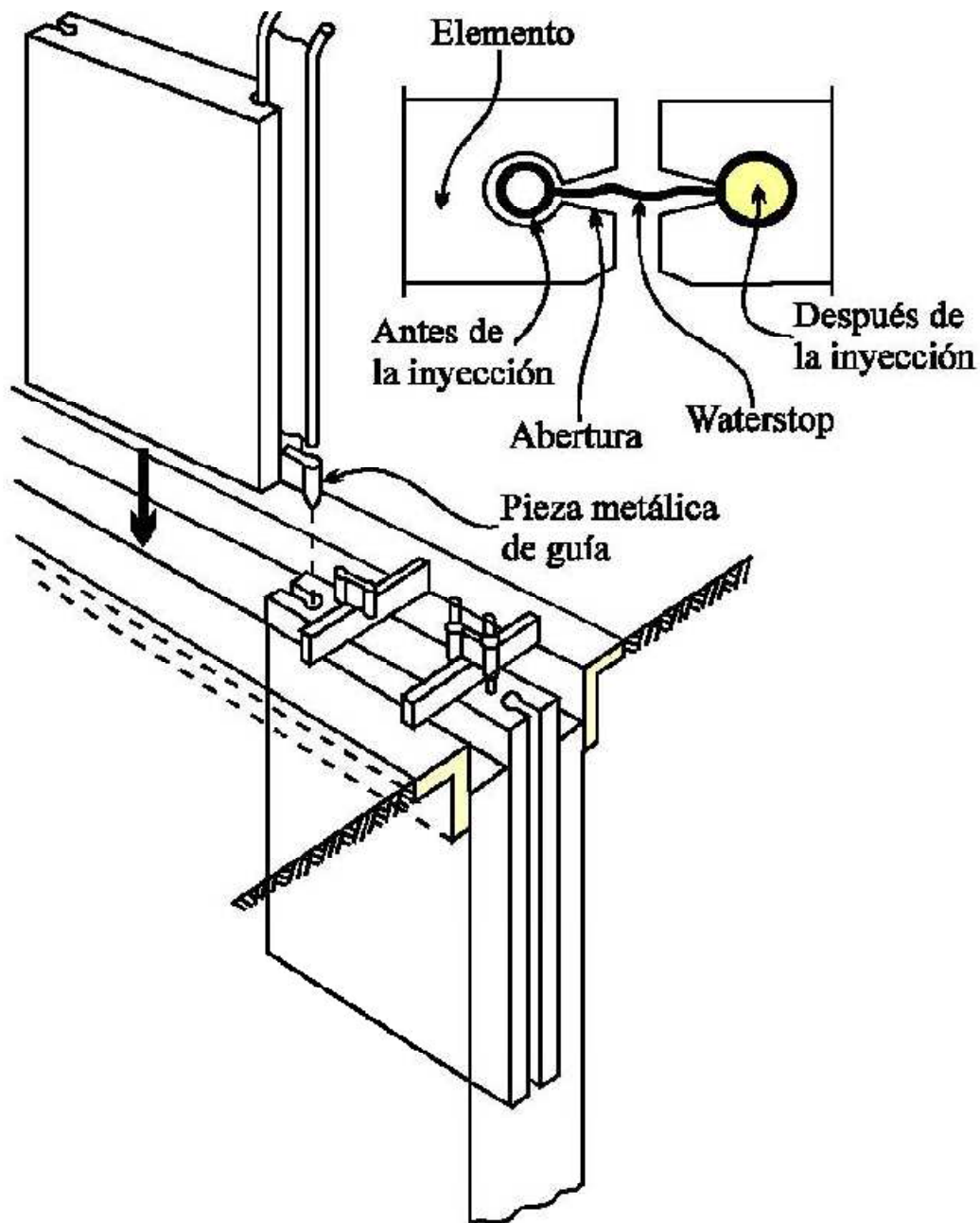


Figura 6.10 Junta water-stop hinchable

VI. III. Muros compuestos

- Muro prefabricado en la parte baja y muro de contención común en la parte alta; este muro se realiza con dos operaciones: perforación hasta la base e instalación de los elementos.
- Muro prefabricado en la parte alta y muro de contención común en la parte baja; este muro se realiza con tres operaciones: perforación con lechada hasta la base, concreto en la columna en la parte baja e instalación de los elementos prefabricados.

En general, consisten en una secuencia de piezas verticales de concreto precolado ensamblados con un gancho y placas guía, dentro de una zanja estabilizada inicialmente con lodo bentonítico o polímero que, previamente a la colocación de los muros precolados, se sustituye con lodo fraguante que es capaz de endurecer hasta resistencias similares a las del suelo para soportar y confinar al muro en su posición, y que constituye una barrera de baja permeabilidad que complementa al sello principal (que puede ser una banda de hule).

f) Excavación de la zanja

La apertura de la zanja es continua, respetando la idea básica de operación simétrica del equipo de excavación, la cual se logra avanzando alternadamente con la almeja en dos posiciones hacia adelante y hacia atrás (Figura 6.11).

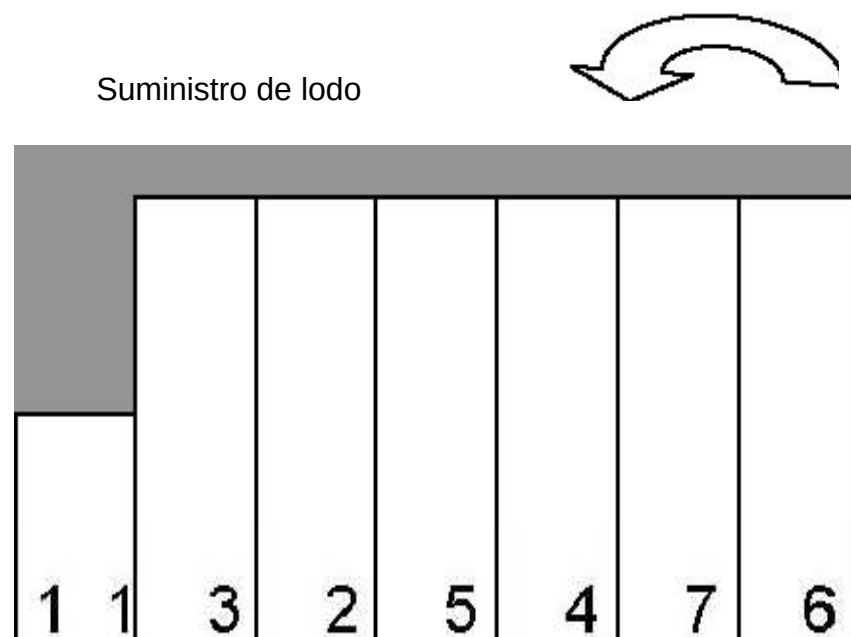


Figura 6.11 Secuencia de excavación en muros continuos

El lodo fraguante se agrega en el extremo delantero del tramo que se está realizando, abriendo una zanja inicial somera que sirve como canal distribuidor y regulador del consumo gradual de lodo, lo que garantiza buena calidad. La capacidad estabilizadora del lodo fraguante basada en su mayor densidad, permite excavaciones seguras de gran longitud, haciendo factible separar el proceso de excavación de la zanja del proceso de colocación de piezas prefabricadas; esto lleva a un proceso más ordenado y eficiente. El manejo de lodo fraguante es más simple y su desperdicio es mínimo, ya que el lodo desplazado por la pieza de concreto se aprovecha en la continuación de la excavación.

VI. IV. ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD

a) Consideraciones generales

Cuando se diseñan excavaciones profundas en suelos blandos, como los de la zona lacustre de la ciudad de México, deben tomarse en cuenta ciertos estados límite, que corresponden a la aparición de fenómenos inaceptables, tales como la expansión elástica excesiva del suelo durante el proceso de excavación, o la posibilidad de falla de corte y de subpresión del fondo de la misma.

Por medio de la instrumentación y de la observación ha sido posible ponderar la influencia de diversos factores en la estabilidad de cortes profundos y en los movimientos inducidos en las construcciones vecinas, y perfeccionar los métodos de análisis y de diseño.

De manera general, puede decirse que un proceso de excavación en suelos blandos provoca movimientos en el terreno circundante, tanto verticales como horizontales, que inducen distorsiones angulares y movimientos diferenciales en las estructuras vecinas. Es por tanto necesario realizar predicciones confiables de la magnitud, distancia y profundidad en la que se presentarán estos movimientos a fin de estimar los daños que potencialmente se les inducirá a las estructuras adyacentes.

Los requerimientos de resistencia conducen a verificar que no se presente falla por cortante en el fondo de la excavación, es decir que los esfuerzos inducidos por el proceso de excavación no sean mayores que la resistencia al corte del suelo. Esto se puede relacionar con la precarga que se aplica por medio de los puntales así como la profundidad de excavación; si la precarga es pequeña, los desplazamientos laterales son grandes y en consecuencia se generan zonas de plastificación amplias, las cuales pueden generar un mecanismo de falla generalizado.

b) Variables que influyen en los movimientos del terreno

Los movimientos que presenta un sistema de apuntalamiento y los que se inducen en el terreno circundante durante una excavación profunda en suelos blandos son influenciados principalmente por los factores listados en la Tabla 1.1. Así, las condiciones del sitio, los detalles del sistema de soporte y las características del proceso constructivo deben establecerse con el fin de lograr un diseño adecuado de la excavación y una estimación precisa de los movimientos del terreno circundante.

Tabla 1.1 Factores que influyen en los movimientos del terreno

Condiciones del sitio:
• Estratigrafía / perfil del suelo • Nivel de aguas freáticas • Desarrollo histórico del sitio • Resistencia al corte del suelo blando • Detalles de las estructuras adyacentes (tipo y estado físico)
Sistema de soporte:
• Espaciamiento de los puntales (vertical y longitudinal) • Rigidez del sistema de apoyo (puntales y muro) • Ancho, profundidad de la excavación y de empotramiento de la pata del muro • Magnitud de la precarga • Empuje de tierras / reacción de puntales
Proceso constructivo:
• Presión de poro inducida por un sistema de abatimiento del nivel de aguas freáticas • Geometría y condiciones de frontera • Secuencia y ritmo correcto de los eventos (tiempo de colocación de los puntales y plantilla) • Naturaleza y patrones de cargas impuestas

d) Empujes

En general, los elementos de soporte tipo tablaestacas se consideran elementos flexibles, sin embargo los muros Diafragma (Milán) y prefabricados presentan mayor rigidez que las tablaestacas. Los diagramas de empuje tradicionales sobre tablaestacas apuntaladas en suelos no son necesariamente aplicables a ciertos suelos encontrados en México. Los empujes de tierra en excavaciones pueden verificarse mediante el uso de las teorías clásicas de presión de tierras. (Capítulo 7 de la presente tesis).

e) Movimientos inducidos del terreno.

Hay tres aspectos fundamentales del comportamiento de una excavación profunda sobre suelos blandos cuya predicción tiene importancia práctica:

- La magnitud y distancia en la que se presentan los valores máximos de los movimientos superficiales del terreno (asentamiento y desplazamiento horizontal en la vecindad).
- La magnitud y profundidad del desplazamiento final del muro de contención
- La magnitud del desplazamiento inmediato debido a remoción del suelo (levantamiento del fondo de excavación).

En la práctica, la evaluación de los desplazamientos inducidos por excavación, se efectúa de manera empírica. El único movimiento que se estima, razonablemente, es el levantamiento del fondo. Limitando este movimiento a un cierto valor, se espera que el asentamiento y el desplazamiento lateral del muro se encuentren dentro de límites tolerables establecidos por los reglamentos de construcción.

f) Patrón general del movimiento del terreno Clough y O'Rourke (1990).

Establecen el patrón general del movimiento del terreno en una excavación, como se muestra en la Figura 6.12. En las primeras etapas de la excavación, el movimiento del muro es en cantiliver y el desplazamiento lateral máximo ocurre en la cabeza del muro. El asentamiento en la vecindad de la excavación adopta una forma triangular y el valor máximo se presenta en el muro.

Cuando la excavación avanza, se incrementa el desplazamiento lateral del muro presentándose el máximo valor en el fondo de la excavación, mientras que la cabeza del muro sufre un ligero incremento. En esta etapa, el asentamiento en la vecindad toma una forma cóncava y el valor máximo ocurre en un punto distante del muro.

Finalmente, el desplazamiento lateral del muro se acumula y sigue una distribución irregular con la ubicación del valor máximo en el fondo de la excavación.

El asentamiento final en la vecindad adquiere una forma trapezoidal.

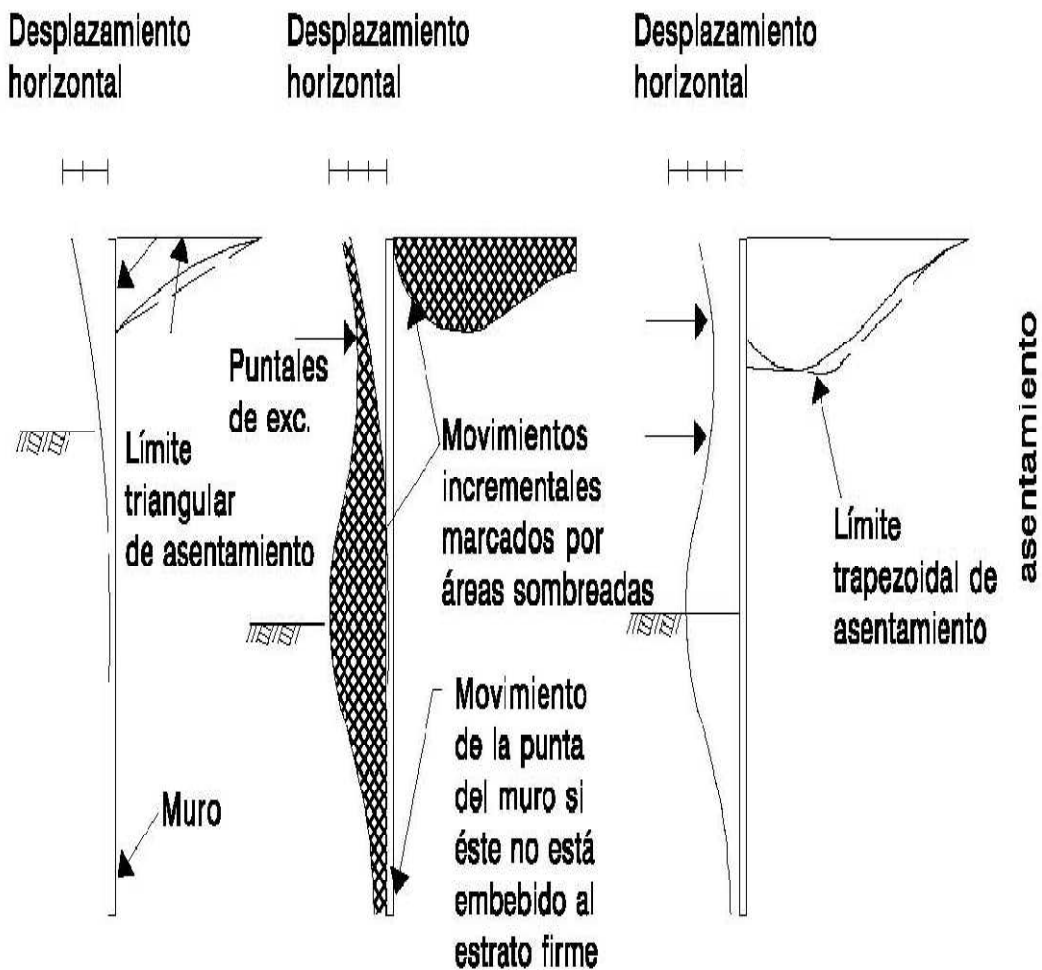
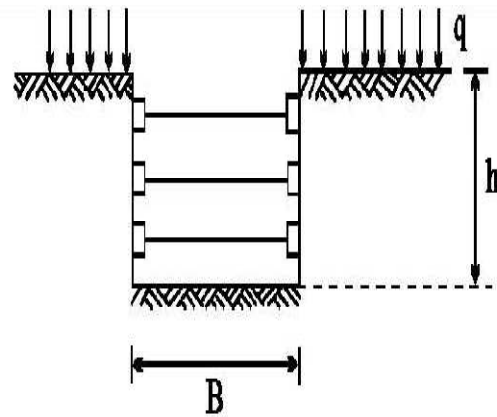


Figura 6.12 Patrón general del movimiento del terreno en las excavaciones

g) Análisis de la estabilidad de fondo

El análisis de la estabilidad del fondo de excavaciones apuntaladas en suelos blandos, se hace con base en una regla semi-empírica en la que se proporcionan valores del coeficiente de estabilidad N_c para diferentes valores de las relaciones de profundidad/ancho (H/B), y ancho/largo (B/L) (Figura 6.13). La variación de N_c con respecto a B/L es como sigue; si $B/L = 1$ el problema es tridimensional, mientras que si $B/L \leq 0.2$ el problema resulta bidimensional; es decir, en la Figura 6.13, la relación $B/L = 0$ se refiere a que L es muy grande comparada con B (no precisamente que B sea igual a cero o que $L \rightarrow \infty$) y por tanto, el análisis puede realizarse en dos dimensiones. La variación de N_c con respecto a H/B es discutible y las discrepancias teóricas al respecto entre Terzaghi, Tshebotarioff y otros, son significativas.

h profundidad de la excavación
 B ancho de la excavación
 L longitud de la excavación
 q sobrecarga superficial
 c cohesión de la arcilla
 γ densidad de la arcilla
 N_c coeficiente de estabilidad
 $F.S.$ factor de seguridad



$$F.S. = N_c \frac{c}{\gamma h + q}$$

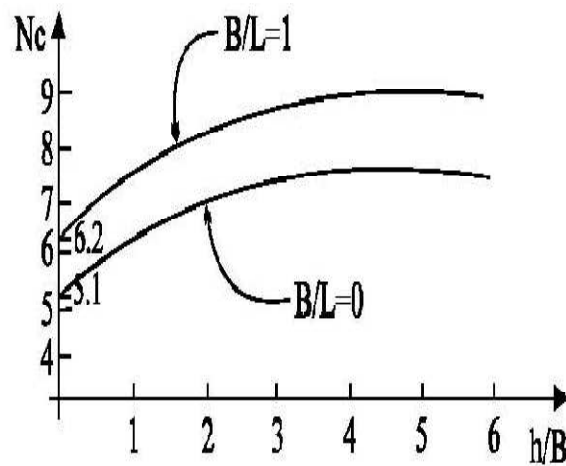


Figura 6.13 Estabilidad del fondo de una excavación ademada

El factor fundamental de variación de N_c , para problemas bidimensionales, es el estado de esfuerzos creado en el contorno de la excavación por las precargas en los puntales y las descargas generadas por la excavación.

Si la excavación es apuntalada y está precargada en toda su profundidad, el desplazamiento del ademe se efectúa hacia la masa de arcilla y se generan esfuerzos de compresión en la parte superior de la masa de suelo y de tensión en el fondo de la excavación. Además si H/B es grande la descarga vertical por remoción del material, incrementa la magnitud de la zona de tensión en la parte inferior de la excavación.

VII.- ANALISIS

A continuación se presentan algunas recomendaciones con base en la experiencia que se tiene en el diseño geotécnico de muros Diafragma (Milán) en la Ciudad de México.

- a) Recomendaciones para el diseño geotécnico definitivo.
- b) Zona de Lago Estabilidad de la excavación.

VII. I. Criterios de análisis

El criterio de análisis de la estabilidad de la excavación en estas zonas se hace con base en las Tabla 7.1. y Tabla 7.2.

Mecanismos de falla	Se determina para cada uno de los tramos del muro:
Falla general por el fondo.	La longitud máxima de avance de la excavación.
Falla del fondo por subpresión.	Las condiciones de abatimiento que debe satisfacer el sistema de bombeo para evitar la falla por subpresión.
Falla por el empotramiento de la pata del muro (pateo).	La profundidad de empotramiento del muro.
Falla del talud de avance.	La secuencia de excavación y el número de niveles de troquelamiento necesarios.

Tabla 7.1 Criterios de análisis

Mecanismo de falla	Factores de seguridad mínimos (FS)	
General de fondo	$(FS)_f \geq 1.7$ $(FS)_f \geq 1.5$	Cuando existan edificios susceptibles de sufrir daños por asentamientos, en una distancia igual al ancho de la excavación. En los otros casos
Del fondo por subpresión,	$(FS)_s \geq 1.3$	
Por empotramiento del muro de contención	$(FS)_p \geq 1.5$	
Del talud de avance	$(FS)_t \geq 1.5$ $(FS)_t \geq 1.7$ $(FS)_t \geq 1.3$	Si el ciclo de excavación-colado es menor de 48 hrs. Si el ciclo de excavación-colado es mayor de 48 hrs. Si en el análisis de estabilidad se considera la pérdida gradual de resistencia de las arcillas con el tiempo y el efecto tridimensional (la cohesión a utilizar en los análisis valdrá $c' = 0.8 c$)

Tabla 7.2 Factores de seguridad mínimos contra falla de la excavación, zonas de lago y transición baja.

a) Análisis de la sobrecompensación y de la flotación

Cuando se determinan las presiones de sobrecompensación y de flotación que actuarán durante la vida útil del cajón, para verificar que las expansiones en la superficie a largo plazo no afecten a la estructura y a vecinos, los valores admisibles de la presión de sobrecompensación no deberán exceder a los valores que se indican en la Tabla 7.3.

Debe revisarse que la presión hidrostática al nivel del fondo de la excavación, no exceda del 70% de la presión media transmitida por el peso de la estructura y rellenos a ese mismo nivel.

Subzona	Ps máx. (t/m ²)
Lago virgen	1.5
Lago centro I	2.0
Lago centro II	2.5

Tabla 7.3 Valores admisibles de la presión de sobrecompensación, Ps (COVITUR)

b) Análisis de expansiones y asentamientos

Se deben estimar las expansiones y asentamientos en cada una de las etapas constructivas del cajón y durante su vida útil; en el cálculo se analizarán las siguientes deformaciones:

- Asentamiento por bombeo previo.
- Expansión inicial asociada a la excavación.
- Asentamiento por recuperación de las expansiones ocurridas durante la construcción.
- Expansión diferida final asociada a la absorción de agua por la arcilla.

En cada caso particular se verificará que las expansiones y los asentamientos no dañen las instalaciones existentes ni afecten el funcionamiento de la obra.

1) Zona de Transición

La estabilidad de la excavación y el análisis de expansiones y asentamientos se analizan como en la zona del Lago. En el análisis de la sobrecompensación y la flotación, la presión de sobrecompensación no deberá exceder los límites indicados en la Tabla 7.4.

Subzona	Ps máx. (t/m ²)
Transición baja	2.5
Transición alta	(sin límite) > 2.5

Tabla 7.4 Valores admisibles de la presión de sobrecompensación, Ps (Zona de transición)

2) Zona de Lomas

La estabilidad de la excavación se analiza en función de los taludes de la excavación y el análisis de la sobrecompensación y la flotación, no es significativo.

3) horizontales (Zonas de Lago y de Transición).

El cálculo de empujes horizontales sobre el muro se debe hacer para dos condiciones diferentes: a corto plazo, el empuje del suelo es activo donde prevalece la resistencia no drenada del suelo y, a largo plazo, durante la vida útil, los empujes actuantes corresponden a las condiciones de empuje en reposo, prevalece la resistencia drenada del suelo.

Para las condiciones a corto plazo los empujes horizontales se calculan de acuerdo a la (Figura 7.1):

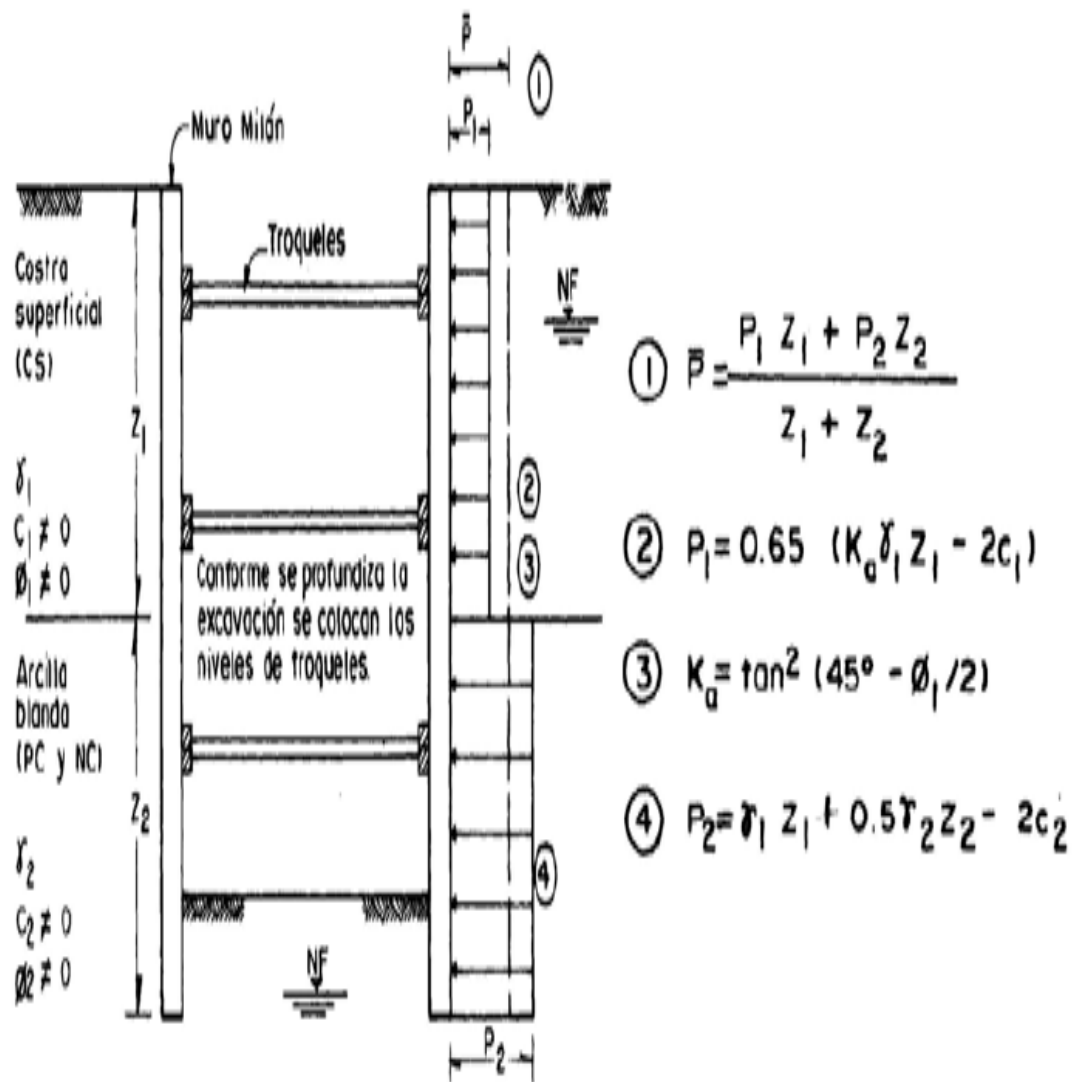


Figura 7.1 Diagramas de empujes horizontales a corto plazo (manual covitur)

Costra superficial:

$$P_1 = 0.65 (K_a \gamma_1 z_1 - 2c_1) \text{ y } K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi_1/2) \text{ (2 y 3) fig. 7.1}$$

Arcillas blandas, preconsolidadas y normalmente consolidadas:

$$P_2 = \gamma_1 z_1 + 0.5 \gamma_2 z_2 - 2c_2 \text{ (4) fig. 7.1}$$

El empuje general para toda la profundidad de la excavación será el promedio de los dos empujes anteriores:

Empujes totales

$$\bar{P} = \frac{P_1 Z_1 + P_2 P_2}{Z_1 + Z_2}$$

Para las condiciones a largo plazo, durante la vida útil del cajón, actúan las condiciones de empuje en reposo de los suelos de la Zona del Lago o transición (Figura 7.2).

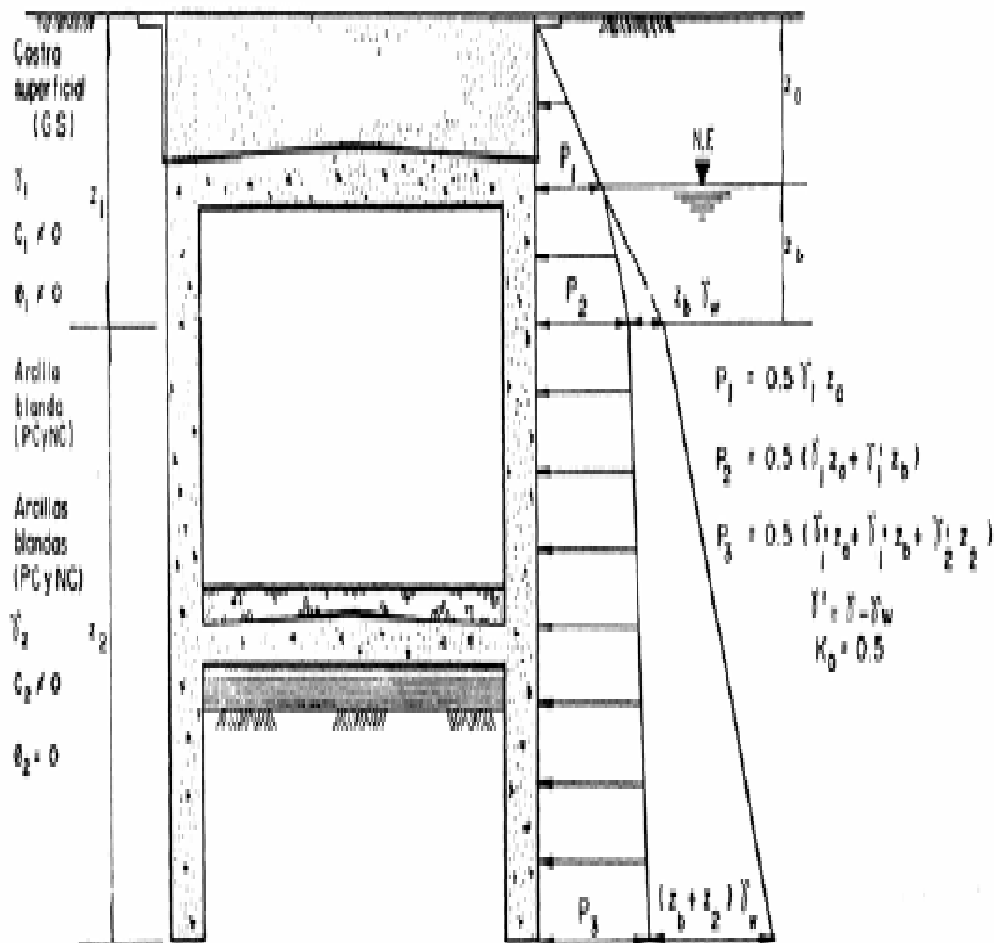


Figura 7.2 Diagramas de empujes horizontales a largo plazo (covitur)

A los diagramas de empujes horizontales que resultan de las condiciones anteriores, se añaden las presiones laterales que ocasionan las cargas cercanas que existen en la superficie (Figura 7.2).

4) Empujes horizontales (Zona de Lomas)

Las hipótesis de cálculo son:

- En esta zona, la excavación para alojar el cajón se realiza a cielo abierto, dejando taludes, una vez construidos los muros, el espacio restante se rellena con material areno-limoso compactado. El empuje sobre los muros corresponde a una condición en reposo del material compactado.
- A los diagramas de empujes horizontales que resultan de las condiciones anteriores, se añaden las presiones laterales que ocasionan las cargas cercanas que existen en la superficie (Figura 7.3).

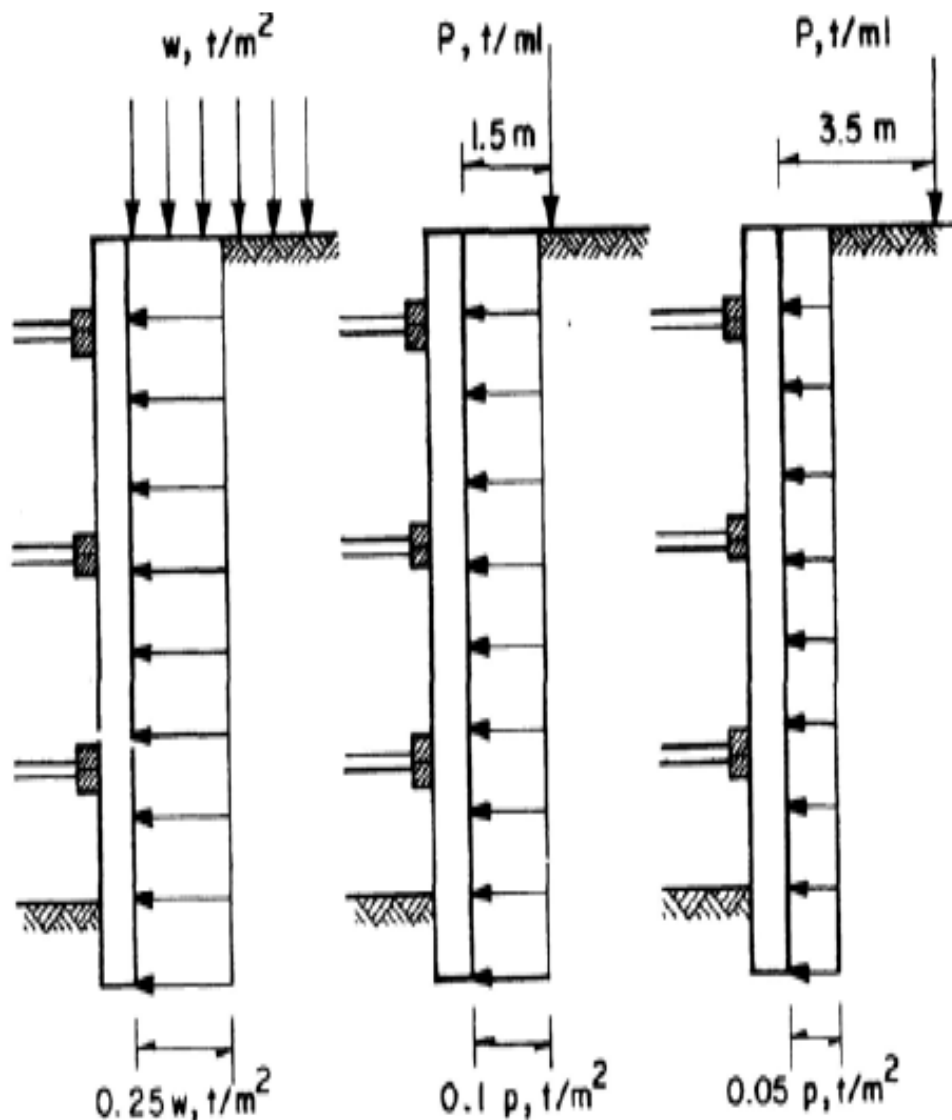


Figura 7.3 Diagramas de empujes horizontales debidos a sobrecargas superficiales (covitur)

6) Falla del fondo por subpresión

Si el factor de seguridad para subpresión no es adecuado será indispensable abatir la presión hidráulica en las capas de arena profundas mediante bombeo (figura 7.4).

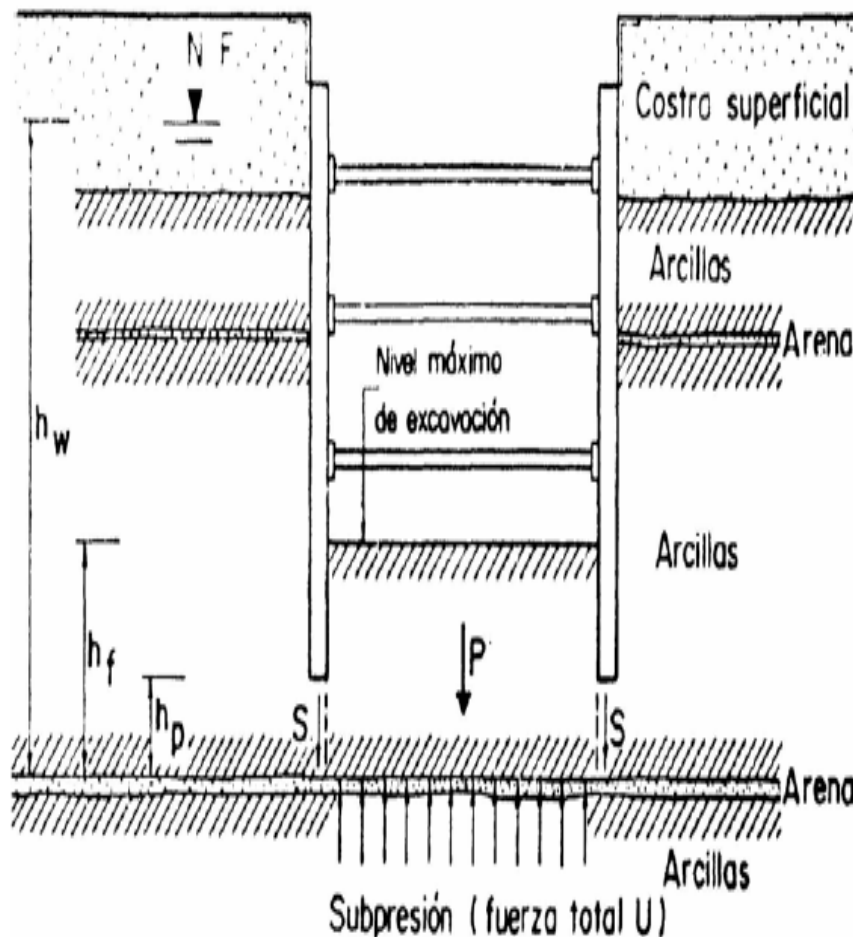


Figura 7.4 Mecanismo de falla de fondo por supresión (covitur)

7) Falla por el empotramiento de la pata del muro (pateo)

Esta falla consiste en el pateo del muro de contención al vencerse la resistencia del suelo frente al muro. Considerando que al nivel del último puntal colocado en cada etapa de la excavación se genera una articulación plástica.

El número de niveles y apuntalamiento necesarios y las profundidades máximas de cada etapa de excavación previa a la instalación de los puntales, se determina verificando que el factor de seguridad en cada etapa sea adecuado, en caso contrario será necesario agregar niveles de apuntalamiento o aumentar la longitud de empotramiento del muro (figura 7.5).

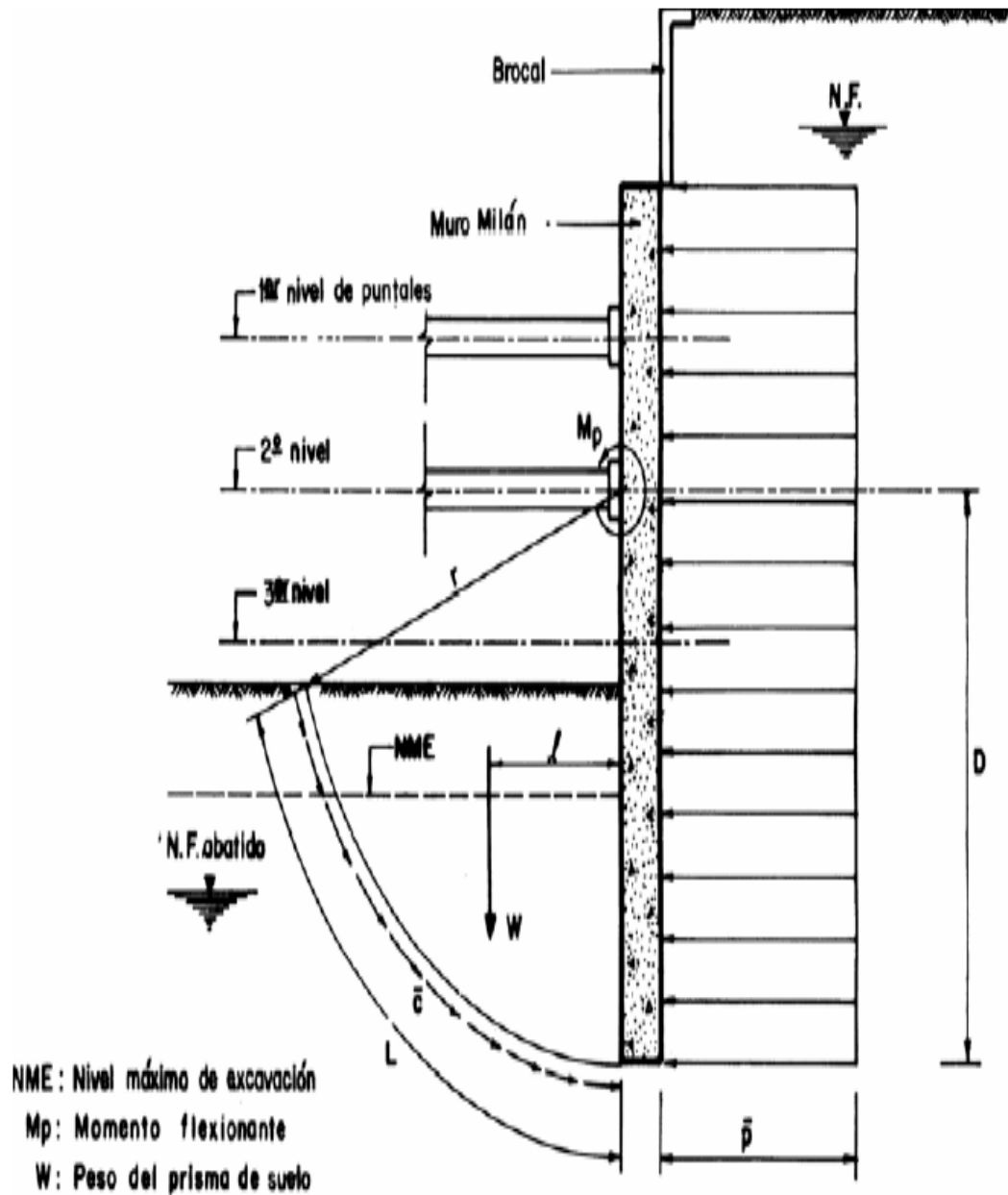


Figura 7.5 Mecanismo de falla de empotramiento del muro de contención (covitur)

VII. II. Métodos de análisis

Estabilidad de trincheras en suelos cohesivos

Coulomb demostró que en la estabilidad de un corte vertical en arcilla homogénea, existe una altura crítica abajo de la cual un corte no se puede auto-sostener:

a) Resistencia no drenada

El problema más delicado relacionado con el análisis de estabilidad de trincheras estabilizadas con lodo en arcillas blandas, es la selección de valores adecuados de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Algunas experiencias de los últimos años muestran que el análisis no-drenado basado en la prueba tradicional de veleta conduce a estimaciones incorrectas del factor de seguridad para todos los tipos de arcilla.

La experiencia en cálculos de estabilidad de excavaciones indica claramente que el uso indiscriminado de la resistencia medida con veleta, cuando ésta excede el valor correspondiente a 0.2 veces el esfuerzo efectivo, conduce a sobre-estimaciones de las condiciones de estabilidad y diseños inseguros. Por ello, cuando menos en situaciones donde se descarga la arcilla por algunos días, como en el caso de trincheras estabilizadas con lodo, las altas resistencias al esfuerzo cortante medidas en la parte superior intemperizada de la arcilla deben ser consideradas con precaución.

b) Modelo de falla

Se considera adecuado realizar los cálculos de estabilidad considerando un modelo de falla basado en suposiciones simples: la masa deslizante está constituida por dos bloques y la falla se desarrolla por un movimiento del bloque inferior horizontal (δH) hacia el interior de la trinchera, al mismo tiempo que el bloque superior experimenta un movimiento vertical (δV) (Figura 7.6).

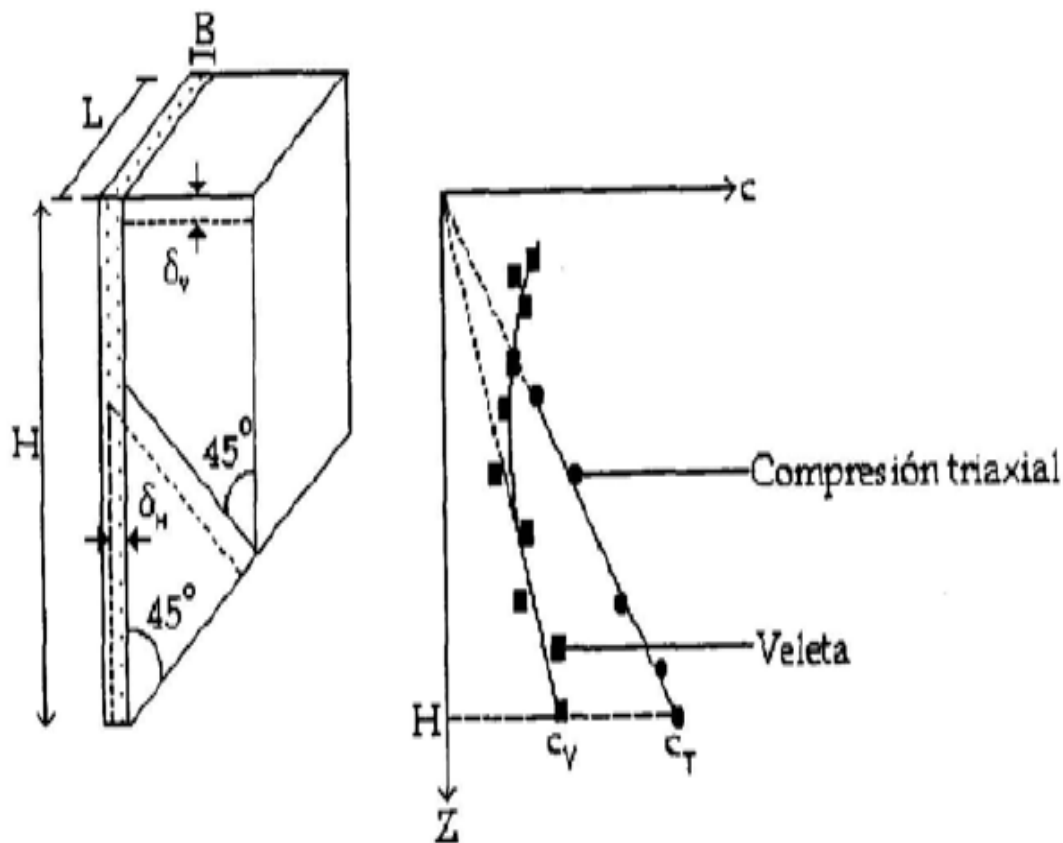


Figura 7.6 Condiciones supuestas de falla

Por otro lado, se supone que a lo largo de los dos planos inclinados a 45° las condiciones de esfuerzo corresponden a un estado de falla activa, por lo que la resistencia al esfuerzo cortante movilizada a lo largo de estos planos es igual a la medida en el ensaye triaxial de compresión. Además, se considera que en las superficies de deslizamiento verticales se moviliza la resistencia modificada de veleta (C_v), que es igual a la resistencia real medida con veleta observada en el fondo del cuerpo deslizante (a la profundidad H) y que decrece en forma lineal hacia la superficie donde vale cero.

El propósito de este grupo de consideraciones simples es compensar:

- La presencia de grietas en la superficie intemperizada de la trinchera.
- La ya citada sobre-estimación de la resistencia medida con veleta en la zona superficial intemperizada.
- El hecho de que este mecanismo de falla puede no ser el más crítico.
- La posibilidad de desarrollo de una falla progresiva debido a la más temprana movilización de resistencia a lo largo de los planos inclinados que en los verticales.

c) Criterio de Alberro y Auvinet (1984)

Este criterio considera una trinchera de largo L y ancho B y revisa las condiciones de estabilidad de una masa prismática truncada por un plano de deslizamiento a 45° (Figura 7.7).

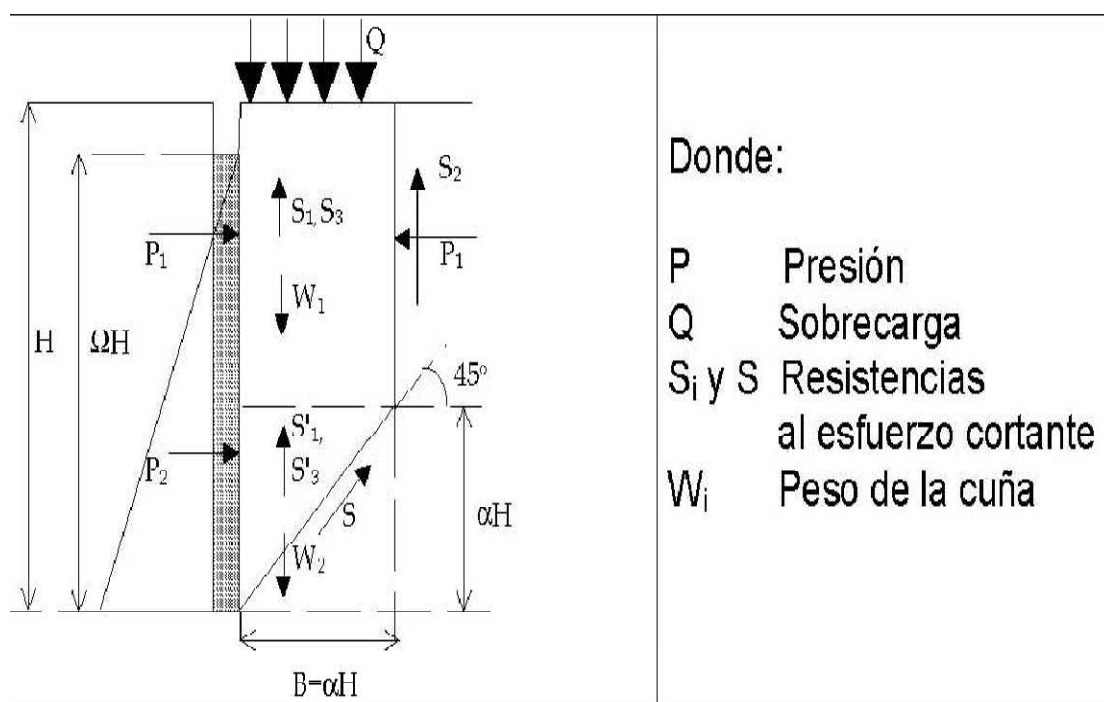


Figura 7.7 Criterio de Alberro y Auvinet (1984)

El factor de seguridad se estableció considerando las fuerzas de la Figura 7.7. Donde se distinguen los siguientes cuatro casos (Tabla 7.4):

Tabla 7.4 Criterio de Alberro y Auvinet (1984)

1)	Factor de seguridad	$F = \frac{2c}{(\gamma - \gamma_L)H} \left[\frac{1+\alpha}{\alpha(2-\alpha)} + \frac{H}{L} \right]$
	α o $F_{\min}$.	$F_{\min} = \frac{2c}{(\gamma - \gamma_L)H} \left[1.87 + \frac{H}{L} \right]$
2)	Factor de seguridad	$F = 2c \frac{L(1+\alpha) + \alpha H(2-\alpha)}{(\gamma - \gamma_L)HL\alpha(2-\alpha) + 2Q\alpha L}$
	α	$\alpha = \frac{-2(\gamma - \gamma_L) + \sqrt{12(\gamma - \gamma_L)^2 + 8 \left[(\gamma - \gamma_L)Q \left(\frac{1}{H} - \frac{2}{L} \right) - \frac{2Q^2}{LH} \right]}}{2(\gamma - \gamma_L) - 4 \frac{Q}{L}}$
3)	Factor de seguridad	$F = \frac{c_v[(2\alpha H + L)(1-\alpha)^2 + \alpha^2 H(2-\alpha)] + c_T[2\alpha L(2-\alpha)]}{(\gamma - \gamma_L)L\alpha H(2-\alpha) + 2Q\alpha L} = \frac{u}{v}$
	α	$\frac{\partial F}{\partial \alpha} = \frac{\partial}{\partial \alpha} \left(\frac{u}{v} \right) = \frac{v \frac{\partial}{\partial \alpha} u - u \frac{\partial}{\partial \alpha} v}{v^2} = 0$
4)	Factor de seguridad	$F = \frac{c_v[(2\alpha H + L)(1-\alpha)^2 + \alpha^2 H(2-\alpha)] + c_T[2\alpha L(2-\alpha)]}{L\alpha^2 H \left[\gamma_L - \gamma - \frac{2(\Omega\gamma_L - \gamma)}{\alpha} + \frac{2Q}{H\alpha} \right]} = \frac{u}{v}$
	α	$\frac{\partial F}{\partial \alpha} = \frac{\partial}{\partial \alpha} \left(\frac{u}{v} \right) = \frac{v \frac{\partial}{\partial \alpha} u - u \frac{\partial}{\partial \alpha} v}{v^2} = 0$

Donde:

γ = Peso volumétrico del suelo.

γ_L = Peso volumétrico del lodo.

c = Cohesión del suelo.

Q = Sobrecarga uniformemente distribuida.

c_v = Resistencia al esfuerzo cortante medida con veleta.

c_T = Resistencia al esfuerzo cortante medida en la prueba triaxial CU.

H = Profundidad analizada.

L = Longitud de la trinchera.

B = Ancho de la trinchera.

d) Estabilidad de trincheras en suelos friccionantes Criterio de Nash y Jones (1963).

Estos autores consideran el equilibrio en la trinchera como se indica en la Figura 7.8.

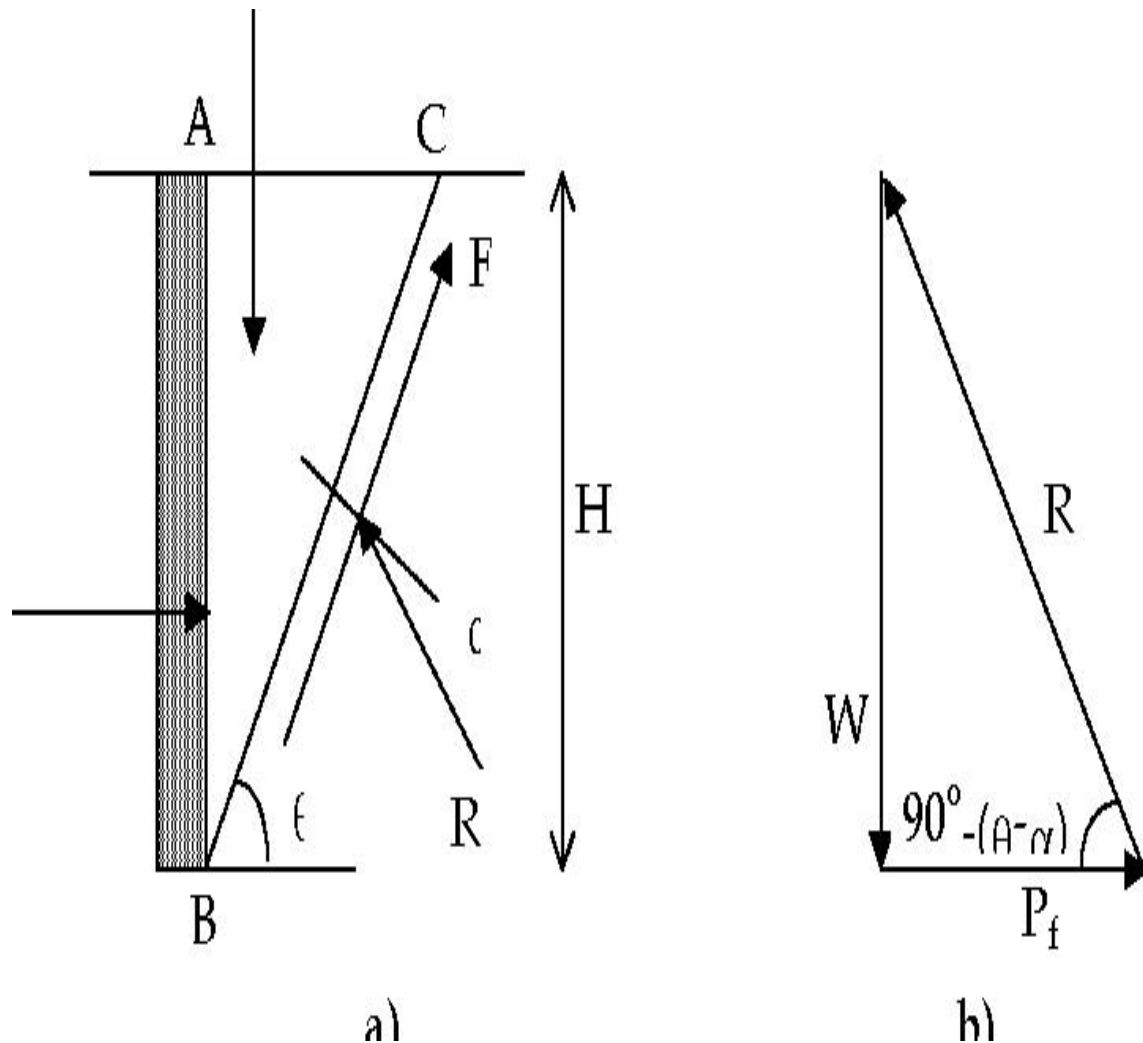


Figura 7.8 Criterio de Nash y Jones (1963), para suelos friccionantes

e) Otros fenómenos que afectan la estabilidad de trincheras con lodo

Se mencionan a continuación aspectos generales de otros fenómenos que pueden ocurrir en trincheras estabilizadas con lodo (Arias, 1997).

1) Fracturamiento hidráulico

Se define como la activación de las fisuras pre-existentes en arcillas, provocada por el exceso de presión hidrostática que se desarrolla cuando el

nivel del lodo queda por arriba del nivel de aguas freáticas. Este fenómeno se manifiesta por un descenso brusco del nivel del lodo que a su vez provoca la disminución del factor de seguridad y la eventual falla de la trinchera.

2) Falla de fondo de la trinchera

De acuerdo con el criterio de Skempton, el fondo es estable en las condiciones siguientes (Figura 7.10):

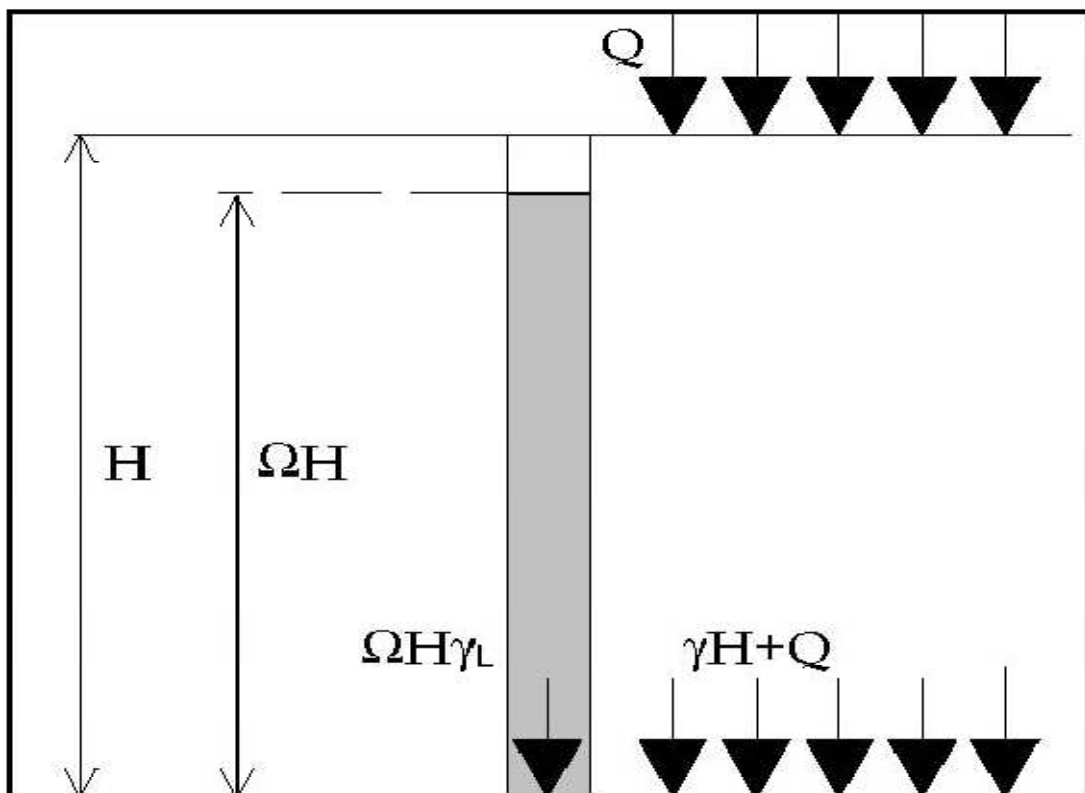


Figura 7.10 Esfuerzos en el fondo de la trinchera.

En condiciones usuales, la falla de las paredes resulta más crítica que la falla de fondo. Es posible mostrar por otra parte que la confiabilidad de una trinchera estabilizada con lodo es muy sensible a las variaciones del nivel del lodo que se permiten durante la construcción.

3) Características de los lodos estabilizadores

La utilización de los lodos para la estabilización de excavaciones constituye un desarrollo reciente. La técnica básica se ha usado en excavaciones de pozos petroleros y exploración del subsuelo. La ejecución de excavaciones estabilizadas con lodo es sencilla si las condiciones del suelo y el agua subterránea son favorables; si esto no se presenta, se requiere de equipo y técnicas especiales (Nash, 1974).

4) Lodos bentoníticos y espontáneos

Un lodo estabilizador es una suspensión de bentonita en agua cuyas propiedades son:

a) Estabilidad

Se traduce en una ausencia de decantación durante períodos prolongados, lo que se logra mediante la agitación del lodo y un período de hidratación que depende de la calidad de la bentonita, entre 3 y 7 hrs. Cuando el lodo tiene una viscosidad medida en el cono Marsh comprendida entre 36 y 40 s, es apto para usarse y es manejable.

b) Tixotropía

Es la facultad de adquirir en estado de reposo cierta rigidez cuando el suelo excavado es poco permeable; el lodo bentonítico se adhiere a la superficie formando una película de arcilla muy poco permeable y delgada (cake). Cuando la permeabilidad del suelo excavado es grande (arenas) el lodo penetra hasta una determinada profundidad, donde las propiedades tixotrópicas hacen que cuaje en cierto tiempo, cerrando los poros de la excavación.

Las características de estos fluidos, para que puedan utilizarse en los muros Milán o prefabricados, dependen principalmente de las tres propiedades que se indican en la Tabla 7.5

La experiencia en la construcción de muros en la Ciudad de México ha demostrado que las trincheras se pueden estabilizar con el lodo que se forma espontáneamente al excavar las arcillas y más aún se ha demostrado la factibilidad de emplear agua como fluido estabilizador.

Tabla 7.5 Propiedades de los lodos estabilizadores (Santoyo, 1996)

Propiedad	Valores admisibles
Densidad	1.03 a 1.07
Viscosidad Marsh	28 a 45 s
Contenido de arena	Menor de 10 %

c) Características de los lodos fraguantes

El lodo fraguante es un fluido denso, producto de la adición de cemento a una suspensión de arcilla tixotrópica, capaz de estabilizar la zanja y endurecer en un cierto tiempo con una resistencia igual o mayor que la del suelo que fue excavado; esta mezcla de color gris, semejante a una lechada viscosa, no inicia su fraguado mientras se mantenga en movimiento, pero una vez que se deja en reposo fragua rápidamente.

La mezcla debe ser una suspensión estable y bombeable. Para obtener una mezcla adecuada de lodo fraguante, es necesario definir la proporción exacta tanto de lodo bentonítico como de cemento en la composición del mismo. Este proporcionamiento base inicial se define mediante un estudio de laboratorio que posteriormente se verifica en campo. Las principales propiedades de los lodos fraguantes se muestran en la Tabla 7.6.

Tabla 7.6 principales Propiedades de los lodos fraguantes

De fluidez	Físicas
Viscosidad	Densidad
Tixotropía	Peso específico
Tiempo de fraguado	Resistencia del gel
	Permeabilidad

El criterio para definir la resistencia final del lodo fraguante una vez endurecido, es que sea 50% más resistente que el suelo al nivel de desplante del muro, despreciando los picos originados por estratos muy compactos o cementados. No es conveniente adoptar una resistencia mayor, ya que al endurecer se convierte en una mezcla frágil y fisurable susceptible a filtraciones.

Conclusiones

Las Cimentaciones Profundas se estudian en gran parte del mundo, con el fin de optimizar sus diseños y conocer con mayor certidumbre su comportamiento para garantizar la estabilidad de las obras de ingeniería. Además en la actualidad, los métodos y equipos de Construcción de cimentaciones profundas cuentan con tecnología que permite controlar y mejorar los procedimientos constructivos.

Las técnicas constructivas tienen un constante desarrollo, los equipos son cada vez más potentes y sofisticados, con adaptaciones para automatizar operaciones de rutina e instrumentaciones que permiten obtener registros en tiempo real de los principales parámetros de construcción.

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, un proceso constructivo bajo un adecuado sistema de seguridad, prevención de accidentes y económicos, 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.

Los Muros Diafragma se han impuesto en los distintos sectores de la Ingeniería Civil. Mientras que en un principio se empleaban exclusivamente para la construcción de cortinas impermeables en el terreno, actualmente se utilizan en gran número de elementos (pozos circulares profundos, en cimentaciones, accesos a túneles, obras hidráulicas para control de avenidas o plantas de bombeo, cajones para alojar el tren subterráneo de transporte colectivo metropolitano (metro), muros de contención provisionales o definitivos, etc.). El muro Milán es una técnica de contención de terrenos más fiable por su mayor inercia y por la contención de aguas evitando la pérdida de finos, este procedimiento ha resultado el más favorable, tanto por lo económico como por lo rápido de su construcción, comparado con otros métodos.

En la mayoría de los edificios modernos de nuestra ciudad, debido a la problemática de búsquedas de lugares utilizables, para sótanos de estacionamiento, observamos este tipo de obras (Muro Milán). Por esta razón en este tipo de trabajos, es fundamental determinar métodos de excavación adecuados y sistemas seguros de construcción.

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; por esa razón es importante considerar algunos puntos para evitar posibles accidentes dentro de una obra de excavación profunda.

Algunas causas de accidentes en una excavación son ocasionadas por el derrumbe de los costados, materiales que caen dentro de la excavación, por trabajadores que caen dentro de la excavación, vehículos llevados hasta el borde de la excavación, o muy cerca del mismo (sobre todo en marcha atrás), que causan desprendimiento de paredes, por 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.

También es importante considerar algunas medidas de seguridad para evitar accidentes dentro de una excavación profunda, se deben colocar barreras adecuadas de altura, 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, se deben colocar bloques de tope adecuado y bien anclado en la superficie para impedir que los vehículos se deslicen dentro de las excavaciones.

Cuando se trabaja en una excavación, es preciso asegurarse de que existan medios seguros de ingreso y salida, el área que rodea a la excavación debe estar bien iluminada, no se debe trabajar nunca por delante de los soportes laterales de una excavación, aún cuando se están colocando los puntales, la poca profundidad de una excavación o el aspecto sólido del terreno no son garantía de seguridad.

Siempre debe usarse el casco de seguridad cuando se trabaja en una excavación, localizar los conductos de servicio bajo la superficie, cables eléctricos, caños de agua y alcantarillas. En algunos sitios también puede haber cañerías de gas.

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.

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.

Para finalizar este trabajo es importante hacer hincapié en que el suelo de la ciudad de México tiene muy diferentes composiciones y que al realizarse este tipo de obras es importante tener bien planeados los métodos de excavación, sistemas seguros de construcción y las instalaciones de agua potable, luz, teléfono, drenaje y alcantarillado. De esto dependerá en buena parte el buen desarrollo de la obra dentro de los programas establecidos.

BIBLIOGRAFÍA

Covarrubias, S.W., "Diseño óptimo de tratamiento de terrenos blandos con drenes verticales de arena", Revista Ingeniería, Vol. XLII, N0 2, México, 1972.

COVITUR, "Manual de diseño geotécnico V-1", Departamento del Distrito Federal, COVITUR, 1987.

Manual de Ingeniería Civil Tomo I

Juárez Badillo, E y Rico A. "Mecánica de Suelos, Tomo I Fundamentos de la Mecánica de Suelos." Editorial Limusa. México, 1969.

Cimentaciones Superficiales y Profundas. C.I.C.G. Guayaquil – Ecuador, 2008.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos "Manual de Construcción Geotécnica Tomo I" México. 2002

Cimentación: "Análisis de Muros Milán". Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas, Universidad de Guayaquil.

Alberro, J. & Auvinet, G., "Construcción de estaciones del metro a gran profundidad en las arcillas del Valle de México", Memorando No 4, Instituto de Ingeniería, Vol. XL, No. 3, 1984.

Alberro, J., "Líneas características y estabilidad de las excavaciones en las arcillas del Valle de México, Instituto de Ingeniería", UNAM, 1985.

Tamez Gonzales E. "Ingeniería de Cimentaciones" Editorial T.G.C. GEOTECNIA. México, 2001.

Auvinet, G., "Notas del Seminario de Elementos Finitos para ingenieros geotécnicos", División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1997.

Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas e Instituto de Ingeniería, UNAM, Manual de Diseño de Obras Civiles, Geotecnia, B.3.1. "Estabilidad de Taludes", México, pp. 1-29, 1980. 141

Covarrubias, S.W. "Diseño óptimo de tratamiento de terrenos blandos con drenes verticales de arena", Revista Ingeniería, Vol. XLII, N0 2, México, 1972.

ICA, ICA ingeniería. - Estudio No. 90-MS-500800-III-48-700-I-IModificación No. 1 Análisis de los lodos bentoníticos empleados en los muros tablaestacas - Muro Milán - de la Línea 8 del Metro de la Ciudad de México.

Juárez Badillo J. y Rico Rodríguez A. "Mecánica de suelos", Segunda Edición, LIMUSA Editores, Tomo II, Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos, México D.F., pp. 255-355, 1993.

Juárez Badillo J. y Rico Rodríguez A. "Mecánica de Suelos". Tomo III. Flujo de agua en suelos, Edit. LIMUSA, 1989.

CIMESA Marzo de 1992 - Construcción del Tramo: Escuadro 201-Acúlco Línea 8, con muros Prefabricados Secretaria General de Obras Comisión de Vialidad y Transporte Urbano. Ciudad de México DDF Serie Construcción del Metro No. 8.

Los suelos lacustres de la ciudad de México¹ Jorge Abraham Díaz-Rodríguez.