

01/21  
15



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

ELEMENTOS DE CONTENCION EN ESTRUCTURAS TERREAS

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
**INGENIERO CIVIL**  
P R E S E N T A :  
**BECERRA DIAZ | MAYTE GABRIELA**



DIRECTOR: M.I. REGINALDO HERNANDEZ ROMERO

MEXICO, D. F.

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

2003

A



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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



VNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIRECCIÓN  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/179/02

Señorita  
MAYTÉ GABRIELA BECERRA DÍAZ  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. REGINALDO HERNANDEZ ROMERO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"ELEMENTOS DE CONTENCIÓN EN ESTRUCTURAS TERREAS"**

- INTRODUCCIÓN
- I. MURO DE CONTENCIÓN
- II. TIERRA ARMADA
- III. ALTERNATIVAS PARA ELEMENTOS DE CONTENCIÓN
- IV. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS Y SUS CÁLCULOS
- V. PROCESO CONSTRUCTIVO
- 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 13 Enero 2003  
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO  
GFB/GMP/mstg.

## AGRADECIMIENTOS

### *A mis Padres:*

Por que con su confianza, apoyo y esfuerzo me forjaron el habito de luchar por mis ideales para lograr alcanzar grandes metas.

### *A mis Hermanos:*

Para que este trabajo los impulse a seguir y salgan adelante a pesar de todos los obstáculos que se les presenten.

### *Al Ing. Javier Báez:*

Que con su paciencia y optimismo me impulso durante este largo proyecto a concluir una meta más de mi vida.

### *Al M.I. Reginaldo Hernández Romero:*

Agradezco profundamente su valiosa Dirección, colaboración y apoyo para la realización de este trabajo.

### *A la U.N.A.M.*

Y en especial a la Facultad de Ingeniería, esperando que siga formando Ingenieros con un excelente nivel académico y un alto valor humano, prudentes para no deslumbrarse ante lo nuevo, pero capaces de no arraigarse a lo establecido.

### *A mis Profesores:*

Porque los conocimientos que hoy poseo, han sido producto del trabajo arduo y exhaustivo.

### *Familiares y amigos:*

Que de una u otra forma han contribuido para la realización de este logro.

## INDICE

<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>I</b>
<b>I. MUROS DE CONTENCIÓN</b>	<b>5</b>
I.1 MURO DE CONCRETO	6
I.2 MURO DE MAMPOSTERIA	8
I.3 TABLAESTACA	9
I.4 MURO A BASE DE GAVIONES	13
I.5 MURO DE BLOQUES	21
I.5.1 DE CONCRETO	21
I.5.2 DE TERRACON.	24
<b>II.- MURO DE TIERRA ARMADA</b>	<b>28</b>
II.1 COMPONENTES DE LA TIERRA ARMADA	28
II.2 APLICACIÓN EN TERRENOS INUNDABLES	30
II.3 APLICACIÓN EN ESTRIBOS DE PUENTES PARA CARRETERAS	30
II.4 APLICACIÓN EN ZONAS RESIDENCIALES	31
<b>III ALTERNATIVAS PARA ELEMENTOS DE CONTENCIÓN</b>	<b>32</b>
III.1 MURO A BASE DE GEOSINTÉTICOS	33
III.1.1 SISTEMAS DE EJECUCIÓN	35
III.1.2 MODOS DE FALLO DE LOS MUROS VEGETALIZADOS	37
III.1.3 PROPIEDADES DE LOS GEOSINTÉTICOS DE REFUERZO.	39
III.2 GEOMALLAS	42
III.3 GEOMEMBRANAS.	50
III.4 GEOREDES	54
<b>IV.- ANALISIS DE ALTERNATIVAS Y SUS CALCULOS</b>	<b>56</b>
IV.1 MUROS DE CONCRETO.	56
IV.2 MUROS DE MAMPOSTERIA.	66
IV.3 MUROS DE TABLAESTACAS.	71
IV.5 MUROS DE TERRACON.	90
IV.6 MUROS DE TIERRA ARMADA.	91
IV.7 MUROS A BASE DE GEOSINTETICOS	95
IV.8 GEOMALLAS.	95
IV.9 GEOMEMBRANAS.	97
IV.10 GEOREDES.	98
IV.11 MÉTODO DE CÁLCULO DE LOS MUROS VEGETALIZADOS	98
<b>V PROCESO CONSTRUCTIVO</b>	<b>101</b>
V.1 MUROS DE CONCRETOS	101
V.2 MUROS DE MAMPOSTERIA	102
V.3 MUROS DE TABLASTACAS	103
V.4 MUROS DE GAVIONES	104
V.5 MUROS DE TERRACON	110
V.6 MUROS DE TIERRA ARMADA	112
V.7 MURO A BASE DE GEOSINTETICOS	113
V.8 GEOMALLAS	116
V.9 GEOMEMBRANAS	121
V.10 GEOREDES	122
<b>CONCLUSIONES</b>	<b>125</b>

## OBJETIVO

Este trabajo tiene como finalidad presentar alternativas de elementos de contención utilizando tecnologías fáciles, rápidas y eficientes, que pueden ser aplicadas en forma sencilla en las obras de infraestructura que se desarrollan actualmente en el país.

El objetivo de esta tesis es proveer de conocimiento general e información acerca de elementos de contención, geotextiles y productos relacionados para resistir fuerzas actuantes en cortes naturales o artificiales, con fines académicos esperamos que el conocimiento adquirido haga de esta tecnología una herramienta más familiar, accesible y más que nada comprensible.

## INTRODUCCIÓN

Uno de los problemas que actualmente se está estudiando con mayor intensidad dentro de la Ingeniería Civil, son los problemas que se originan en las obras como consecuencia de la erosión, derrumbes de los taludes naturales, artificiales o contención de rellenos artificiales.

Para reducir la erosión y mitigar los derrumbes de taludes se han implementado varias alternativas de solución, en las cuales se contemplan:

- La utilización de cubierta vegetal (cobertura)
- La construcción de obras de intervención (cunetas de guarda)
- Colocar revestimiento a los taludes.

Durante la construcción de la mayor parte de obras civiles, estas se ven afectadas por gran variedad de suelos, cuyos componentes son igualmente diversos, muchos de ellos especialmente susceptibles a la erosión. Actualmente se pueden utilizar diversos materiales sintéticos que pueden facilitar la solución al problema.

Los profundos desmontes, los altos terraplenes en las actuales carreteras y la acción del agua sobre estructuras fluviales han incrementado la erosión y el derrumbe de laderas y por otro lado, los taludes naturales al descubierto pueden alterarse y erosionarse a velocidades realmente impresionantes bajo la acción del viento y del agua. La erosión eólica es el proceso de disgregación y transporte de las partículas del suelo principalmente por la acción del viento, pero donde intervienen otros factores como pueden ser el tipo de suelo o la inclinación de taludes, y la erosión hídrica es el proceso de dispersión, arranque y transporte de las partículas del suelo por la acción del agua.

Para solucionar estos problemas de erosión y promover el adecuado drenaje del agua en las obras se han utilizado diversos tipos de geosintéticos con funciones drenantes ó de control de erosión.

Clasificando los geosintéticos de la siguiente manera, indicaremos aquellos que pueden tener estas funciones y posteriormente ampliaremos cada uno de ellos:

**Geotextiles.-** Es un fieltro, capa ó lamina formada por fibras sintéticas y unidas de diversas maneras formando un fieltro homogéneo, donde una de las funciones principales es dejar pasar el agua y retener partículas finas. Por tanto y como consecuencia de esto, los geotextiles se pueden utilizar para evitar la erosión en diversas aplicaciones, confinando los finos y dejando una libre circulación de agua, revistiendo posteriormente estos geotextiles con algún material (riveras de ríos, taludes). De la misma manera se pueden utilizar en sistemas de drenaje debido a la capacidad de retener finos y dejar pasar el agua (zanjas de drenaje rodeadas de geotextil). También pueden formar parte de un muro verde de contención utilizando geotextiles de alta resistencia a tracción para resistir el empuje del terreno.

Los geotextiles pueden ser de dos tipos:

- **Tejidos.-** Con dos direcciones de fibra (trama y urdimbre)
- **No tejidos.-** las fibras ó filamentos están unidos de manera aleatoria, no teniendo ninguna dirección de fibra definida. Estos tipos de geotextil se utilizan mucho más en el control de la erosión y el drenaje, debido a tener una mayor permeabilidad que los geotextiles tejidos.

**Geomembranas.-** Pueden ser de PVC, PEAD, HEDP etc. Su función es la impermeabilización (embalses, lagunas, muros de contención).

**Geocompuestos.-** Están formados por uno ó dos geotextiles unidos a un producto relacionado, cumpliendo diversas funciones, dependiendo del tipo de geocompuesto, los cuales pueden ser:

**Geocompuestos drenantes.-** Están formados por un geotextil uno de los siguientes productos:

- geored de polietileno
- Lámina de nódulos
- Poliamida

La función de los tres es la misma, dejar pasar el agua a través del geotextil conduciendo esta por el producto relacionado anteriormente indicado. Es un drenaje superficial tanto en superficies horizontales, taludes ó superficies verticales, el utilizar unos u otros depende de su transmitibilidad, sus resistencias mecánicas, la inclinación de la superficie a tratar y la profundidad en caso de ser vertical.

- **Geocompuestos de refuerzo.-** Formados por un geotextil y una geomalla de alta resistencia a tracción, se pueden utilizar en muros verdes de contención, donde su función principal es resistir la tracción y el empuje de las tierras-geocompuestos impermeables; formados por un geotextil y una geomembrana.

**Productos relacionados:**

- **Georedes.-** Redes de polietileno que se utilizan en drenaje.

- **Geomallas.-** sirven para resistir la tracción del empuje de las tierras, se pueden utilizar en muros verdes de contención.
- **Geoceldas.-** Son de geotextil y forman celdas de 10 cm de alto y de diversas formas geométricas, creando superficies con hexágonos (generalmente) que se rellenan de material terreo. Su función principal es el control de erosión.
- **Poli mida para control de erosión.-** Son monofilamentos de polipropileno con o sin malla s ntica de refuerzo. Tienen una estructura abierta con un contenido de huecos extremadamente alto.

También protege taludes contra la erosión superficial. Especialmente en la fase de crecimiento de raíces. Ofrece un soporte adecuado para el humus hasta que la masa de raíces se ha establecido.

## APLICACIONES

Tenemos una serie de aplicaciones de estos geosintéticos cuyas funciones principales son para el control de la erosión y el drenaje.

**1- Muros de contención.-** Son elementos que dan estabilidad a una ladera o talud y tienen además la función del control de erosión.

En esta aplicación, se pueden utilizar los siguientes geocompuestos:

- **Geotextiles.-** La función que cumplen es de refuerzo. Se introducen lamas de geotextil dentro del talud o ladera a reforzar, para evitar el vuelco de la misma. El geotextil se diseña por su resistencia a la tracción que trabaja en dirección contraria al empuje de las tierras. Además evacua la posible agua que se encuentre en el muro, evitando que esta llegue al cimientto del mismo.

- **Geomallas.-** Son mallas abiertas de gran resistencia a la tracción. Su función es la misma que el geotextil y se utilizan cuando la resistencia a tracción requerida es superior a la que puede ofrecer el geotextil con mayor resistencia tiene el inconveniente de que no corta por capilaridad el paso de agua, pudiendo esta llegar al cimientto.

- **Geocompuestos de refuerzo.-** Est n formados por la unión de los geosintéticos anteriores. Su función es la misma. Cuando la resistencia a tracción requerida es elevada se utilizan estos geosintéticos, evitando (igual que el geotextil) el paso de agua al cimientto.

- **Georedes antierosión.-** Se utilizan en el frontal del muro para que la vegetación pueda crecer entre sus aberturas, se anclan en forma entrelazada con el geosintético utilizado en el refuerzo.

**2- Drenajes de Muros   taludes.-** La función principal de esta aplicación, es conducir el agua a través del geosintético a una tubería situada al pie del muro o talud.

## GEOSINTÉTICOS

A partir de los años sesenta se iniciaron las investigaciones en el área continuando fuertemente en los años setenta extendiéndose sus usos firmemente los geosintéticos se establecieron como materiales prácticos y económicos para la construcción y edificación subterránea. Sin embargo, en los años ochenta hubo un crecimiento dinámico en esta industria empujado por varios factores correlacionados. Entre ellos:

Una identificación y competencia fuerte entre muchos tipos de geotextiles normales. Una influencia fuerte de parte de no-geotextiles, pero productos geosintéticos correlacionados; como son mallas para refuerzo, redes para drenaje y un gran número de compuestos para usos finales específicos.

El establecimiento de normas mínimas de comportamiento provenientes de muchas agencias federales y estatales para sus usos finales más comunes.

Actividad entre grupos que formulan las normas y la industria en la redacción de métodos de prueba, procedimientos y valores recomendados.

Sin embargo muchos creen, incluyéndome a mí, que los geotextiles y otros materiales geosintéticos relacionados apenas han comenzado a establecer su posición legítima en la construcción relacionada con los muros de contención.

Legiones de ingenieros, arquitectos, propietarios, gerentes, encargados de desarrollar proyectos, empresarios, etc., en pleno ejercicio de su profesión, han oído raramente acerca de estos productos, mucho menos los han usado.

Solamente algunas de nuestras universidades tratan el tema en forma abierta y concienzuda. Particularmente hace falta (y ciertamente se necesita para obtener un crecimiento futuro fuerte) la confianza de comparar una propiedad geosintética medida con la propiedad requerida que le corresponde.

Este tipo de comparación tan común en la construcción con concreto, acero o madera actualmente se maneja con cautela, si es que se considera. Ciertamente, tal enfoque requiere confianza la cual se crea con el conocimiento. Además, tal familiaridad se puede crear con el (a) uso, (b) conocimiento o (c) una combinación de ambos, uso y conocimiento.

## I. MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención sirven para dar estabilidad a los suelos cuando el terreno cambia de elevación debido a un corte natural o artificial. En estos muros, el peso muerto es de mayor importancia, tanto para resistir el volteo y el deslizamiento horizontal provocado por las presiones laterales generadas por el suelo.

### Tipos de Muros de Contención

**Muro de contención de gravedad:** depende de su peso propio para proporcionar su estabilidad. Los materiales adecuados para su construcción son el concreto simple o la mampostería, por lo que no son recomendados económicamente para muros altos (Fig. 1.1a).

Con la finalidad de minimizar el tamaño de las secciones del muro se utiliza el acero de refuerzo y se denominan *Muros de Semigravedad* (Fig. 1.1b).

**Muro de contención en Voladizo:** se construyen de concreto reforzado que utiliza el efecto del suelo para proporcionar el peso deseado. El muro vertical, la punta y el talón se diseñan cada uno como losas en voladizo, como se indica en la figura 1.1c. Este tipo es económico hasta una altura aproximada de 8 m.

**Muro de contención con Contrafuertes:** son similares a los muros en voladizo y utiliza de la misma manera el peso del suelo para estabilidad. Sin embargo, a intervalos regulares éstos tienen losas delgadas de concreto conocidas como *contrafuertes* que conectan entre sí el muro con la losa de la base. El propósito de los contrafuertes es reducir la fuerza cortante y los momentos flexionantes, estos funcionan como tirantes de tensión y cambian totalmente los apoyos para las losas del muro vertical y el talón.

El vástago se convierte en una losa que se extiende horizontalmente entre los contrafuertes, y el talón se convierte en una losa apoyada en tres lados. Este muro es más económico que el de voladizo cuando su altura está comprendida entre los 6 y los 8 metros (Fig. 1.1d).

**Muros y taludes ligeros:** Usualmente se utilizan para cubrir una pendiente de roca o acantilado por razones ambientales y de seguridad. Generalmente estas estructuras soportan presiones de terreno natural bajas o nulas además de las presiones del material de relleno.

**Muros y taludes enterrados:** Los cuales deben soportar la carga permanente de un relleno sobre ellos. La presión de terreno a resistir es generalmente muy superior al caso anterior.

**Muros y taludes de contención:** Generalmente diseñados para soportar cargas estáticas y dinámicas.

El diseño y construcción de estas estructuras debe considerar aspectos técnicos, prácticos y económicos de acuerdo a la disponibilidad del relleno, acceso al lugar de

trabajo, tiempo disponible para la ejecución, estética, por lo que las autoridades técnicas y el cliente pueden requerir soluciones específicas con caras vegetadas, de concreto o algún otro acabado.

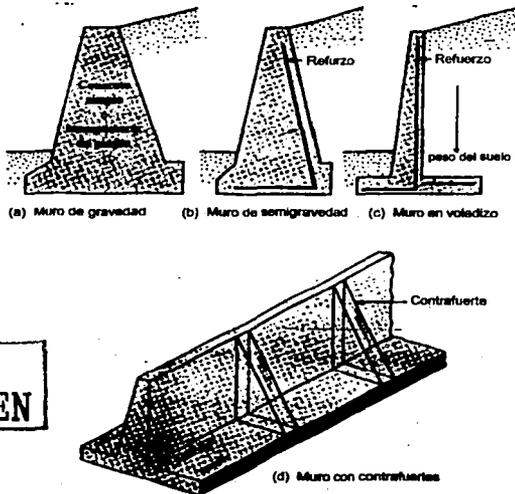


Fig. 1.1 Tipos de muros de contención

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### 1.1 MURO DE CONCRETO

Los muros de concreto se utilizan para una variedad de fines en la construcción de edificios. Clasificados con respecto a su naturaleza estructural, se consideran comunes los siguientes tipos de muros:

1. **Muro de carga uniformemente cargados.**- Estos pueden ser de un solo piso o de varios pisos, y soportan cargas de pisos, techos y/o paredes.
2. **Muros de carga con cargas concentradas.**- Estos son muros que suministran apoyo para vigas o columnas. En la mayoría de los casos también soportan cargas uniformemente distribuidas.
3. **Muros de sótano, para la contención de tierra.**- Estos son muros que se construyen en el límite exterior entre los espacios del subnivel interior y el suelo circundante. Además de funcionar como muros de carga (en la mayoría de los casos) también operan vertical u horizontal como losas para resistir presiones horizontales.

La característica que identifica a un muro de sótano o de contención, es que la mayor parte de su altura se encuentra bajo el nivel del terreno, y separa el espacio del edificio del suelo en contacto con su cara exterior. Tales muros tienen que impermeabilizarse adecuadamente y reforzarse para hacer frente a las variaciones de temperatura, así como para resistir los esfuerzos de flexión debidos al empuje de la tierra.

Los muros de sótano pueden ser o no muros de carga, dependiendo del sistema estructural que se emplee en un edificio en particular

4. **Muros de retención.**- Este término se utiliza por lo general para referirse a los muros que funcionan para llevar a cabo cambios en los niveles del terreno, trabajando esencialmente como voladizos verticales para resistir las presiones horizontales de tierra desde el flanco alto.
5. **Muros de cortante.**- Estos son muros que se usan para rigidizar el edificio contra fuerzas horizontales (laterales) debidas al viento o a los sismos. El cortante al que se hace referencia se genera en el plano del muro, a diferencia del cortante que se genera en las losas de piso.
6. **Muros autoestables.**- Son los que se utilizan como barreras o paredes divisorias, y están apoyados solamente en su base.
7. **Muros a nivel.**- Son los que tienen en edificios sin sótanos; funcionan para soportar paredes arriba del nivel del terreno y losas de piso a nivel con el terreno. También pueden funcionar como vigas rasantes o a nivel, o como vigas de amarre en edificios con cimentaciones aisladas que constan de zapatas para columnas, pilotes o pilas.

### Requisitos generales para muros de concreto reforzado

Independientemente de sus funciones estructurales (Fig. 1.1.1), un cierto número de consideraciones básicas se aplica a todos los muros. Algunas consideraciones de interés primordial son:

1. **Espesor del muro.**- Los muros no estructurales pueden ser delgados y tener hasta 10,16 cm los muros estructurales tienen que ser por lo menos de 15,24 cm de grueso. En general, la relación de esbeltez (la altura sin apoyo dividida entre el espesor) no debe exceder de 25. Un límite práctico para una sola colada (altura total que se alcanza en un vaciado continuo) es 15 veces el espesor del muro; muros más altos necesitarán coladas múltiples. Los muros con 25,4 cm o más de espesor deben tener dos capas de refuerzo, una cerca de cada superficie de pared.

Los muros de sótano, los muros para cimentación y los muros divisorios tienen que ser por lo menos de 20,32 cm de espesor. Por supuesto que el espesor tiene que ser apropiado también para los fines estructurales.

2. **Refuerzo.**- Un área mínima de refuerzo igual a 0,0025 veces la sección transversal de la pared se tiene que suministrar en dirección horizontal; y de 0,0015 en dirección vertical. Una reducción es posible si se utilizan varillas del No. 5 o más pequeñas de

Grado 60, o de acero de mayor grado. Como se observó antes, se requieren dos capas de refuerzo para muros de 25,4 cm o más de espesor. La distribución del área total requerida entre las dos capas depende de las funciones del muro.

1. **Requisitos especiales para el refuerzo.**- Como práctica general, se suministra refuerzo extra en la parte superior, en la parte inferior, en los extremos, esquinas, intersecciones y en las aberturas del muro.

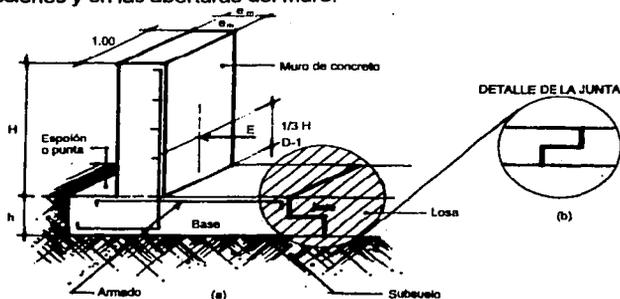


Fig. 1.1.1 Dimensiones para varias componentes de muros de contención. (a) muro de concreto; (b) detalle de junta

## 1.2 MURO DE MAMPOSTERIA

Los muros de Mampostería por su rigidez, son muy susceptibles a las deformaciones internas y externas, las cuales generan fisuraciones y agrietamientos, por lo que no se deben construir sobre materiales deformables.

Es bien conocido que todos los materiales de construcción presentan deformaciones o cambios volumétricos cuando son sometidos a cargas o cambios de temperatura. Si bien estas dos causas son importantes, existen muchos factores adicionales que generan cambio volumétrico, normalmente desconocidos por las personas que trabajan en la construcción, especialmente en muros de mampostería.

Los muros de mampostería son construidos por unidades pequeñas que pueden ser piedra, hormigón arcilla o sílice y cal. Estas piezas se unen mediante morteros y constituyen de esta manera el muro.

El diseño de muros de retención comprende entre otras, las fases de predimensionamiento y de proporcionamiento de las secciones. Las dimensiones seleccionadas en la primera fase deben cumplir al menos con condiciones de equilibrio del sistema; es decir, el sistema estructural propuesto debe cumplir con los siguientes requisitos:

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

1. Un grado razonable de confiabilidad que el muro no volcará. Lo anterior se logra seleccionando las dimensiones del muro de tal manera que los momentos que resisten el efecto de volcamiento potencial, sean obviamente mayores o al menos iguales que los momentos que tienden a producir tal fenómeno. Lo anterior se logra por medio de un Factor de Seguridad al Volteo (FSV) el cual usualmente se considera igual o mayor que 1,50.

2. Un grado razonable de confiabilidad que el muro no deslizará por efecto de la acción del empuje de la tierra. Lo anterior se logra haciendo que la fuerza de fricción generada por el deslizamiento inminente del muro, sea mayor o al menos igual que la fuerzas que provoquen tal deslizamiento. Lo anterior se logra por medio de un Factor de Seguridad al Deslizamiento (FSD) y que también con frecuencia las diferentes especificaciones recomiendan que sea igual o mayor que 1,50.

3. Los esfuerzos transmitidos al terreno serán iguales o menores que el máximo esfuerzo permisible que recomiende el Estudio de Mecánica de Suelos. También es importante enfatizar que además de la capacidad de soporte del suelo debe considerarse la probabilidad de asentamientos de un muro, y de los efectos en las construcciones superiores o aledañas, lo que podría sugerir la necesidad de estabilizar el suelo con cemento o el empleo de pilotes. Sin embargo, es importante considerar que la utilización de pilotes cambia drásticamente el comportamiento de la cimentación. Una idea aceptable sobre el comportamiento de la cimentación puede obtenerse simulando el suelo y los pilotes por medio de resortes individuales (Modelo de Winkler) que posean las características de los materiales de ambos.

Habiendo seleccionado una geometría adecuada de la sección transversal del muro, que cumpla con los requisitos apuntados anteriormente, el diseñador procederá a proporcionar el refuerzo requerido por las diferentes secciones (muro de concreto reforzado o mampostería reforzada) o a revisar los esfuerzos producidos por las cargas aplicadas en las secciones críticas (mampostería simple).

Es conveniente comentar que en esta etapa es posible que el diseñador desee alterar la sección predimensionada con el objeto de reducir el refuerzo requerido, ya que la sección transversal mínima no necesariamente corresponde al diseño más económico de un muro, y otros factores deberán ser considerados y su efecto en el costo total debidamente cuantificado.

### **1.3 TABLAESTACA**

Las tablaestacas, conectadas o semiconectadas, a menudo se usan para construir muros continuos de estructuras costeras que van desde embarcaderos para lanchas pequeñas de recreo hasta muelles para embarcaciones de gran tamaño (Fig. 1.3.1a) para estructuras temporales, como cortes apuntalados (Fig. 1.3.1b). A diferencia con la construcción de otros tipos de muros de retención, los muros de tablaestacas no requieren usualmente el desagüe del sitio.

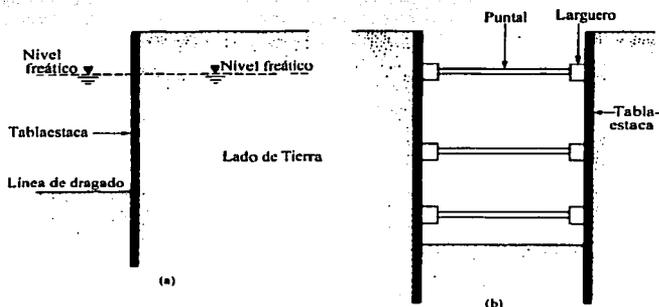


Fig. 1.3.1 Ejemplos de usos de tablaestacas:  
(a) tablaestaca de malecón; (b) corte apuntalado

Varios tipos de tablaestacas son comúnmente usados en construcción: (a) de madera, (b) de concreto prefabricado y (c) de acero, y existen comercialmente también las de aluminio.

Las *tablaestacas de madera* se usan sólo para estructuras ligeras temporales arriba del nivel del agua freática. Los más comunes son tabloncillos ordinarios y las *pilas Wakefield*.

Los tabloncillos tienen aproximadamente 50 mm X 300 mm de sección transversal y se hincan borde a borde (Fig. 1.3.2a). Las tablaestacas Wakefield se hacen clavando tres tabloncillos entre sí con el tabloncillo intermedio desfasado 50 a 75 mm (Fig. 1.3.2b).

Los tabloncillos de madera también se cepillan para formar *tablaestacas machihembradas*, como muestra la figura 1.3.2c. La figura 1.3.2d muestra otro tipo de tablaestacas de madera que tiene ranuras precortadas. Lengüetas metálicas se insertan en las ranuras de las tablaestacas adyacentes para mantenerlas juntas después de hincadas en el terreno.

Las *tablaestacas de concreto prefabricado* son pesadas y se diseñan con refuerzo para resistir los esfuerzos permanentes a los que la estructura estará sometida después de la construcción y también para tomar los esfuerzos producidos durante la construcción.

En sección transversal, esas tablaestacas tienen aproximadamente 500 - 800 mm de ancho y 150 - 250 mm de espesor. La figura 1.3.2e muestra diagramas esquemáticos de la elevación y la sección transversal de una tablaestaca de concreto reforzado.

Tabla 1.3.1. Los esfuerzos permisibles de diseño por flexión son los siguientes:

Tipo de acero	Esfuerzo admisible (Nm/m <sup>2</sup> )
ASTM A-328	170 Nm/m <sup>2</sup>
ASTM A-572	210 Nm/m <sup>2</sup>
ASTM A-690	210 Nm/m <sup>2</sup>

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

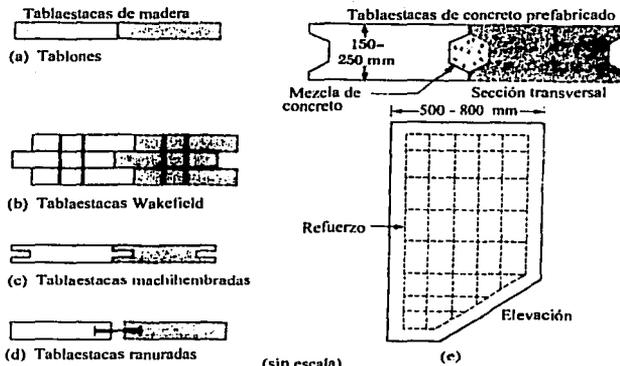


Fig. I.3.2 Varios tipos de tablaestaca de madera y de concreto

Las tablaestacas de acero en Estados Unidos tienen aproximadamente 10 - 13 mm de espesor. Las secciones europeas son más delgadas y más anchas. Las secciones pueden ser Z, de arco profundo, de arco bajo o de alma recta. Las interconexiones de las secciones de tablaestacas tienen forma machihembrada o de rótula para las conexiones herméticas. La figura I.3.3a muestra diagramas esquemáticos del tipo machihembrado para secciones de alma recta. El tipo de rótula para interconectar secciones Z se muestra en la figura I.3.3b.

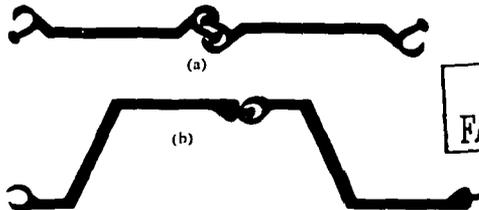


Fig. I.3.3 Tipos de conexiones de tablaestacas:  
(a) tipo machihembrado; (b) tipo rótula

Las tablaestacas de acero se usan por resistencia a los grandes esfuerzos desarrollados durante el hincado en suelos duros, además son ligeras y reusables.

#### MUROS DE TABLAESTACAS EN VOLADIZO.

Los muros de tablaestacas en voladizo son usualmente recomendadas para muros de altura moderada, es decir de aproximadamente 6 m o menos, medida desde la línea de dragado. En tales muros, las tablaestacas actúan como anchas vigas en voladizo por arriba de la línea de dragado. Los principios básicos para estimar la distribución de la

presión neta lateral sobre una tablaestaca se explican con ayuda de la figura I.3.4. Ahí se muestra la naturaleza del acomodo lateral de un muro en voladizo hincado en un estrato de arena debajo de la línea de dragado. El muro gira alrededor del punto  $O$ . Como las presiones hidrostáticas a cualquier profundidad en ambos lados del muro se cancelan entre sí, consideraremos sólo las presiones laterales efectivas del suelo. En la zona  $A$ , la presión lateral es sólo la presión activa del lado de tierra. En la zona  $B$ , debido a la naturaleza del acomodo del muro, habrá presión activa en el lado de tierra y presión pasiva en el de agua. La situación se invierte en la zona  $C$ , es decir debajo del punto de rotación  $O$ . La distribución neta real de presión sobre el muro es como muestra la figura I.3.4b. Sin embargo, para fines de diseño, la figura I.3.4c muestra una versión simplificada.

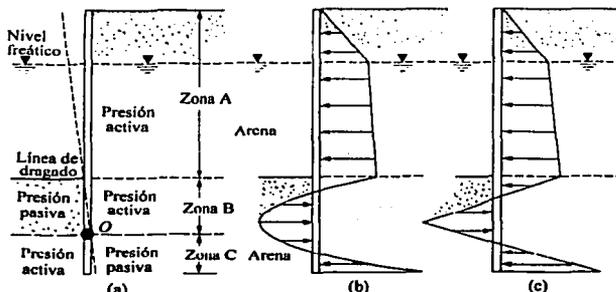


Fig. I.3.4 Tablaestaca hincada en arena

Note que en algunas estructuras costeras, el nivel del agua fluctúa como resultado de las mareas. Debe ponerse atención en determinar el nivel del agua que afectará el diagrama de presión neta.

### MURO CON TABLAESTACA ANCLADA.

Quando la altura del material de relleno detrás de un muro de tablaestaca en voladizo excede aproximadamente de 6 m, resulta más económico conectar la parte superior de la tablaestaca a placas de anclaje, muros de anclaje o pilotes de anclaje, denominándose *tablaestaca anclada*. Las anclas minimizan la profundidad de penetración requerida para la tablaestaca y también reducen el área de la sección transversal y peso de las tablaestacas necesarias para la construcción. Sin embargo, los tirantes y anclas deben ser cuidadosamente diseñados.

Los dos métodos básicos de diseño de tablaestacas ancladas son (a) de soporte libre y (b) de soporte empotrado. La figura I.3.5 muestra la naturaleza supuesta de la deflexión de las tablaestacas en los dos sistemas.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

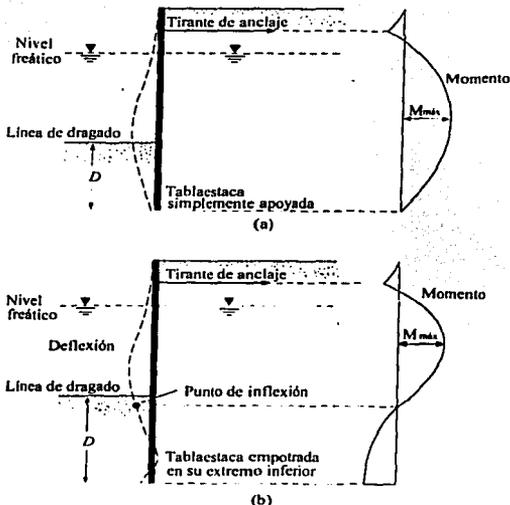


Fig. 1.3.5 Variación de la deflexión y del momento en tablaestacas ancladas: (a) método de soporte libre; (b) método de soporte empotrado

#### 1.4 MURO A BASE DE GAVIONES

Los gaviones son estructuras metálicas compuestas por mallas de alambre galvanizado de triple torsión formando paralelepípedos (Fig. 1.4.1) y rellenas con las piedras más cercanas a las obras (Fig. 1.4.2).

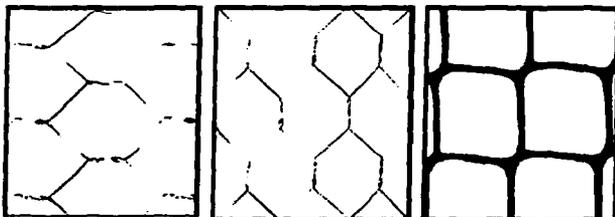


Fig. 1.4.1 Malla de alambre galvanizado para gaviones.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Fig. 1.4.2 Malla de alambre galvanizado o gavión relleno de piedras.

### Gaviones Caja.

Son elementos estructurales en forma de prismas rectangulares fabricados en malla hexagonal a doble torsión, subdivididos en celdas por diafragmas colocados a cada metro durante la fabricación, los cuales además de reforzar la estructura, facilitan su montaje y relleno (Fig. 1.4.3). Las aristas de los paneles de malla son reforzadas con alambres de mayor diámetro. Son fabricados en alambre con revestimiento Galfan o con revestimiento pesado de zinc y protección adicional en material plástico.

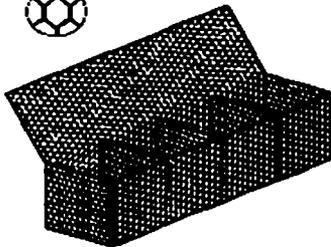


Fig. 1.4.3 Gaviones tipo Caja.

### ESPECIFICACIONES TECNICAS DE GAVIONES TIPO CAJA

**DESCRIPCIÓN GENERAL.-** El gavión debe ser fabricado en red de alambre con revestimiento Galmac en los tipos y dimensiones abajo indicadas. Cualquiera que sea el tipo de gavión, con PVC, sin PVC, con malla hexagonal doble torsión ó electrosoldados, deben ser fabricados con todos sus componentes conectados mecánicamente en la fase de producción en fábrica, no pudiéndose entregar en rollos para su armado en obra, según lo especifican las normas ASTM A 975 y ASTM A 974.

El tipo de malla de la red, las medidas y los bordes reforzados mecánicamente son especificados en los siguientes párrafos. Cada gavión puede ser dividido por diafragmas en celdas cuyo largo no deberá ser superior a una vez y media el ancho del gavión. Los

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

gaviones deben estar certificados por el Bureau Veritas Quality International con la correspondiente aprobación bajo norma ISO 9002. Todo el alambre usado en la fabricación de los gaviones y para las operaciones de amarre y atirantamiento durante la colocación en obra, debe ser de acero dulce recocido y de acuerdo con las especificaciones BS (British Standard) 1052/1980 Mild Steel Wire, o sea, el alambre deberá tener carga de ruptura media de 38 a 50 kg/mm<sup>2</sup>.

**ESTIRAMIENTO DEL ALAMBRE.-** Deben ser hechos ensayos sobre el alambre, antes de la fabricación de la red, sobre una muestra de 30 cm de largo. El estiramiento no deberá ser inferior al 12%.

**GALVANIZACIÓN DEL ALAMBRE.-** El alambre del gavión, de amarre y atirantamiento debe ser galvanizado de acuerdo con las especificaciones BS (British Standard) 443/1982 Zinc Coating Qn Steel Wire, o sea, el peso mínimo del revestimiento de zinc debe ser: Ø2,2 mm 240 gr/m<sup>2</sup>, Ø2,4 mm 260 gr/m<sup>2</sup>, 2,7 mm 260 gr/m<sup>2</sup>, Ø3,0 mm 275 gr/m<sup>2</sup>, Ø3,4 mm 275 gr/m<sup>2</sup>. La adherencia del revestimiento de zinc al alambre deberá ser tal que, después de haber envuelto el alambre 6 veces alrededor de un mandril, que tenga diámetro igual a 4 veces el del alambre, el revestimiento de zinc no tendrá que escamarse o rajarse de manera que pueda ser quitado rascando con las uñas.

**MALLA DE ALAMBRE.-** La red debe ser de malla hexagonal a doble torsión, las torsiones serán obtenidas entrecruzando dos hilos por tres medios giros. Las dimensiones de la malla deberán estar de acuerdo con las especificaciones de fabricación y serán del tipo 6 x 8.

El diámetro del alambre usado en la fabricación de la malla para gaviones sin PVC, debe ser de 2,4 mm y de 3 mm para los bordes laterales.

El diámetro del alambre usado en la fabricación de la malla para gaviones con PVC, debe ser de 2,2 mm y de 2,7 mm para los bordes laterales, más el espesor del revestimiento de PVC.

**REFUERZO DE LOS BORDES.-** todos los bordes libres del gavión, inclusive el lado superior de los diafragmas, deben ser reforzados mecánicamente de manera tal que no se deshile la red y para que adquiera mayor resistencia.

El alambre utilizado en los bordes reforzados mecánicamente en gaviones sin PVC debe tener un diámetro mayor que el usado en la fabricación de la malla, o sea de 3 mm.

El alambre utilizado en los bordes reforzados mecánicamente en gaviones con PVC debe tener un diámetro mayor que el usado en la fabricación de la malla, o sea de 2,7 mm.

**ALAMBRE DE AMARRE Y ATIRANTAMIENTO.-** se tendrá que proveer, junto con los gaviones, una cantidad suficiente de alambre de amarre y atirantamiento para la construcción de la obra. La cantidad estimada de alambre es de 8% para los gaviones de 1,0 m de altura, y de 6% para los de 0,5 m en relación al peso de los gaviones suministrados.

El diámetro del alambre de amarre para gaviones sin PVC debe ser de 2,2 mm. El diámetro del alambre de amarre para gaviones con PVC debe ser de 2 mm.

**DIMENSIONES STANDARD DE LOS GAVIONES.-** Largo 1,50 m 2,00 m 3,00 m 4,00 m  
Ancho 1,00 m Alto 0,50 m 1,00 m.

**TOLERANCIAS.-** se admite una tolerancia en el diámetro del alambre galvanizado de  $\pm 2,5\%$ . Se admite una tolerancia en el largo del gavión de  $\pm 3\%$  y en el ancho y alto de  $\pm 5\%$ . Los pesos están sujetos a una tolerancia de  $\pm 5\%$  (que corresponde a una tolerancia menor que la de  $\pm 2,5\%$  admitida para el diámetro del alambre).

Los muros de gaviones presentan las siguientes características:

**a) Flexibilidad.**

Las estructuras en gaviones, debido a su flexibilidad, pueden acompañar asentamientos o acomodamientos sin perder su eficacia y función estructural, contrariamente a las estructuras rígidas o semi-rígidas (Fig. 1.4.4). Esta característica es especialmente importante en el caso de estructuras construidas sobre suelos de baja capacidad de soporte.



Fig. 1.4.4 Flexibilidad en gaviones.

**b) Permeabilidad.**

Los gaviones son altamente permeables y drenantes (Fig. 1.4.5) con lo que se elimina una de las principales causas de la inestabilidad de las obras, permitiendo el flujo de las aguas de percolación, aliviando empujes hidrostáticos y optimizando las secciones de dichas estructuras.



Fig. 1.4.5 Permeabilidad en gaviones.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### c) Durabilidad.

Debido a la presencia de la malla de acero, el peso propio y el carácter monolítico, las estructuras en gaviones son capaces de resistir a esfuerzos de tracción y empujes generados por el terreno y cargas adyacentes. Su revestimiento con aleación de zinc/aluminio asegura la durabilidad de los alambres por muchos años. La protección adicional del alambre, con material plástico, garantiza la integridad de la estructura en presencia de ambientes agresivos o contaminados.

Los gaviones colocados en obra tienen un periodo de más de 20 años de vida (presa El Infiernillo, Mich., México, Fig. 1.4.6), tiempo en que los arrastres depositados en los intersticios de las piedras y la sedimentación de los mismos originan la formación de un bloque compacto y sólido.



Fig. 1.4.6 Sobreelevación de la presa El Infiernillo realizada en 1985 a base de gaviones.

Estas propiedades de las estructuras de gaviones les da una gran ventaja técnica sobre las estructuras rígidas, principalmente en terrenos inestables donde pudiera existir asentamientos o socavaciones.

### d) Total integración al ambiente.

Las estructuras en gaviones se adaptan a cualquier ecosistema (Fig. 1.4.7), no constituyen obstáculos al paso de las aguas y están constituidas por materiales inertes que favorecen la recuperación rápida de la fauna y de la flora.



Fig. 1.4.7 Integración al medio ambiente.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**e) Simple y rápida ejecución.**

Los gaviones son elementos de aplicación simple, no requiere mano de obra especializada (Fig. 1.4.8). Utilizando apenas malla y piedra, permiten rapidez de ejecución y posibilidad de trabajo en locales de difícil acceso y condiciones climáticas adversas, el mismo en presencia de agua. Inmediatamente después de haber sido montados, rellenos y cerrados, los gaviones están listos para desarrollar su función.

Permiten la construcción de la obra en etapas y eventuales aplicaciones y/o modificaciones.



**Fig. 1.4.8 Rápida ejecución.**

**f) Ahorro.**

Cuando son comparadas a otras técnicas constructivas, las estructuras en gaviones presentan costos directos e indirectos más bajos. Otro factor económico importante es la posibilidad del aumento de la productividad a través del uso de equipos mecánicos en las operaciones de relleno (Fig. 1.4.9).



**Fig. 1.4.9 Uso de equipo mecánico.**

**g) Aspecto Social.**

Las estructuras en gaviones presentan también un aspecto social bastante relevante, dado que permiten la utilización de mano de obra no especializada encontrada en el mismo local y pueden ser construidas en régimen comunitario.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## ASPECTOS TÉCNICOS

Los productos en malla hexagonal a doble torsión (NBR 10514 y ASTM 975) son fabricados con alambres (NBR 8964 y ASTM 641) con revestimiento Galfan (ASTM 856) o con revestimiento de zinc pesado (NBR 8964 y ASTM 641) y protección adicional en material plástico con espesor mínimo de 0,40 mm (NBR 10514 y ASTM 975) (Fig. I.4.10).

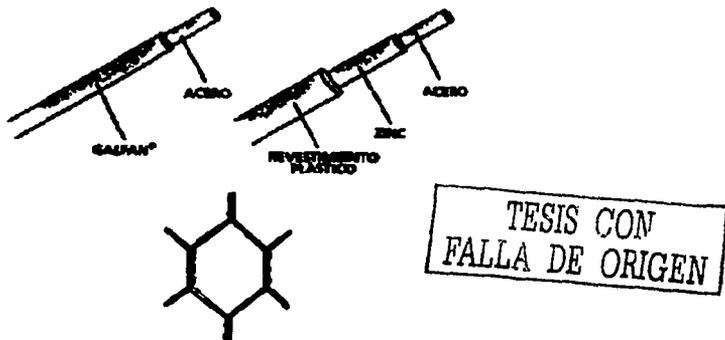


Fig. I.4.10 Revestimiento del acero galvanizado.

Cantidad mínima de revestimiento:

Ø 2,00 y 2,20 mm = 240 gr/m<sup>2</sup>

Ø 2,40 y 2,70 mm = 260 gr/m<sup>2</sup>

Ø 3,00 y 3,40 mm = 275 gr/m<sup>2</sup>

Personal de la empresa Maccaferri ha realizado en los últimos años con la colaboración de diferentes institutos universitarios, diversos ensayos tanto en modelos físicos como matemáticos, para conocer el comportamiento de la estructura en gaviones y así determinar resistencia real de la obra.

Con la colaboración del laboratorio de Ciencias de la Construcción de la Universidad de Bologna (1979) se ejecutaron pruebas de compresión simple confinadas lateralmente sólo por la malla en dos caras y pruebas de corte.

En estas, se confirmó la gran flexibilidad de los gaviones conjugada con su elevada resistencia a la compresión, lo cual hace que experimenten grandes deformaciones con elevados valores de carga antes de llegar a la rotura (Fig. I.4.11). En la prueba se llegó a valores de 20 a 40 kg/cm<sup>2</sup>. Estas se realizaron sin confinamiento lateral, lo cual nos pone del lado de la seguridad, ya que en la obra los gaviones están confinados entre sí por los distintos módulos que forman la estructura. En pruebas con confinamiento lateral hasta 30 kg/cm<sup>2</sup> no se advirtió inconveniente en la estructura.



Fig. 1.4.11 Prueba de compresión simple.

Los valores de tensión registrados son muy importantes y casi nunca se darán en las aplicaciones prácticas, siendo esta una garantía adicional para la seguridad de la obra.

Por otra parte se advirtió que los gaviones poseen una elevada resistencia al corte, determinándose el módulo de elasticidad transversal  $G=2,5$  a  $4,5$   $\text{kg/cm}^2$  (Fig. 1.4.12). Desde el punto de vista de la mecánica de suelos podemos decir que esta resistencia al corte equivale a la cohesión en el suelo, siendo en gran parte debida a la presencia de la malla.

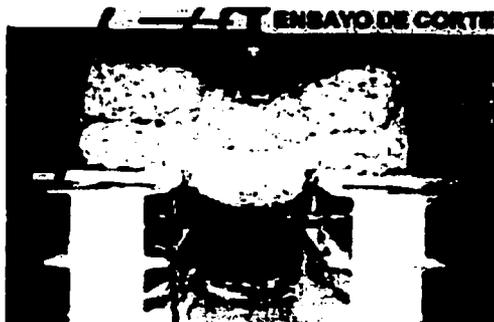


Fig. 1.4.12 Prueba de corte directo.

También se han realizado ensayos en gaviones en tamaño natural, en una prueba se utilizaron dos muros y entre ellos se colocaron dos depósitos de plástico sobrepuestos y comunicantes para su llenado con agua y así lograr el estado de empuje hidrostático crítico.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Se realizaron ciclos de carga y descarga relevando la deformación mediante seguimiento fotogramétrico. Con el empuje hidrostático se conoció la deformación del paramento externo para los diferentes estados de carga.

Se llegó a la conclusión que las deformaciones son debidas principalmente a los desplazamientos horizontales y estos son provocados por el esfuerzo de corte y son de carácter permanente.

Los muros han demostrado excelente flexibilidad y capacidad de deformación redistribuyendo los esfuerzos y adquiriendo nuevas situaciones de equilibrio. El empuje fue aumentado hasta llegar al colapso de uno de los muros.

Con los valores relevados para las deformaciones y las tensiones aplicadas, se pudo determinar la relación entre ambas que define el módulo de elasticidad transversal G. Este valor coincidió con el obtenido en el modelo ensayado al corte.

## 1.5 MURO DE BLOQUES

### 1.5.1 DE CONCRETO

Existen varios tipos de bloques de concreto especiales para construir muros de retención. Presentamos en la figura. 1.5.1.1 el "Allan Block"

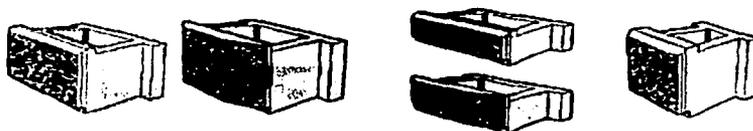


Fig. 1.5.1.1 Bloques de concreto para muros de contención



Fig. 1.5.1.2 Junto con un drenaje eficaz, estos bloques permiten una realización fácil, rápida y económica de una pared estética.



**Fig. 1.5.1.3** Los elementos prefabricados se consiguen en varios tamaños y colores. Con los mismos bloques puede realizarse muro de retención, curvas, gradas y paredes.

Estos bloques se pueden colocar sin uso de mortero y forman paredes estables que toleran ligeros movimientos del terreno.



**Fig. 1.5.1.4** Elementos prefabricados de gran tamaño, los bloques de tamaño estándar también sirven para muros de retención de mayor altura.

El sistema TENAX NURAGHE (Fig. 1.5.1.5) es un sistema de muros de contención compuesto por bloques de concreto, especialmente desarrollados para la cara de la estructura, usando geomallas para el refuerzo del suelo.



**Fig. 1.5.1.5** Planta circular de muro reforzado con bloques y geomallas.

Los bloques de concreto (Fig. 1.5.1.6) son colocados sobre el suelo compactado o bien, sobre una plantilla de concreto ligero; no requieren la utilización de ningún mortero para unirlos, ya que la forma de los bloques está hecha para que embonen entre sí.

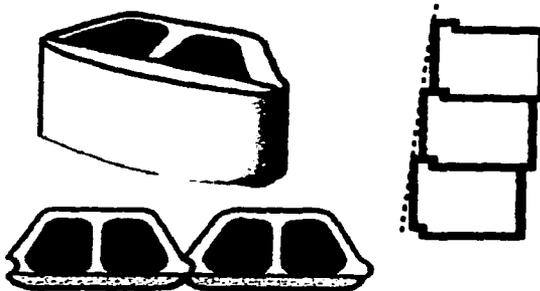


Fig. 1.5.1.6 Ejemplo de los bloques unidos para el sistema TENAX NURAGHE

La parte interna de los bloques se rellena con suelo durante la instalación, de esta forma se incrementa el peso de los bloques y proporciona el anclaje de las geomallas TENAX.

La cara de los bloques es normalmente curvada para obtener un acabado más estético.

Los bloques son estables por sí solos, por gravedad, sin la presencia de empujes del suelo, por lo que los bloques por sí mismos actúan como cimbra para la construcción del bloque de suelo reforzado con geomallas (Fig. 1.5.1.7). Las geomallas TENAX están calculadas de tal forma que establezcan el suelo detrás de los bloques, bajo condiciones específicas de geometría, sobrecarga y presión de poro.

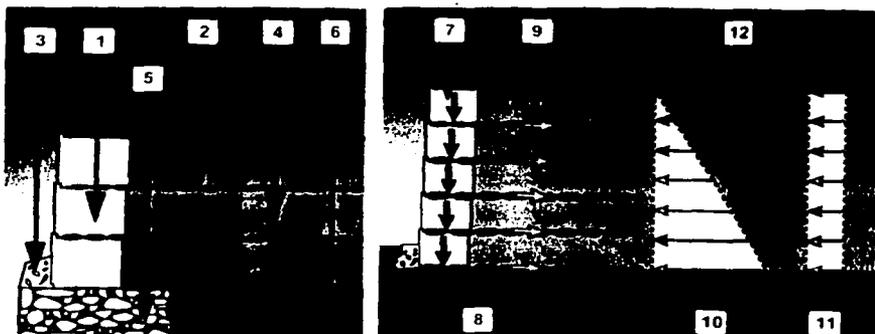


Fig. 1.5.1.7 El sistema de muros de contención a base de bloques y fuerzas presentes en los muros de contención TENAX NURAGHE.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## SIMBOLOGIA

1. Bloques de Concreto
2. Geomallas TENAX
3. Bordillo de concreto
4. Suelo de relleno compactado
5. Plantilla de concreto o base de grava compactada
6. Suelo nivelado y compactado
7. Los bloques son estables por sí solos por gravedad
8. La presión detrás de los bloques es mínima
9. La fuerza de tensión de las geomallas contrarresta la presión del suelo
10. Presión del suelo debida al peso propio
11. Presión del suelo debida a la sobrecarga distribuida
12. sobrecarga distribuida

## I.5.2 DE TERRACON.

Terracon es el sistema constructivo que integra elementos prefabricados de concreto hidráulico, constituyendo una estructura articulada. Combinada con suelos compactados o materiales pétreos, forman un cuerpo con la estabilidad necesaria para trabajar como muro de contención.

## Elementos prefabricados que integran el sistema Terracon

Para el sistema Terracon se requieren dos elementos básicos (Fig. I.5.2.1), que son prefabricados a base de concreto hidráulico:

- 1.- Un larguero de sección rectangular dimensionado para un peso manualmente soportable, reforzado con varilla corrugada de acero y con perforaciones en sus extremos.
- 2.- Un tabique cuadrado con espesor y ancho semejantes a los del larguero y con perforación en el centro.

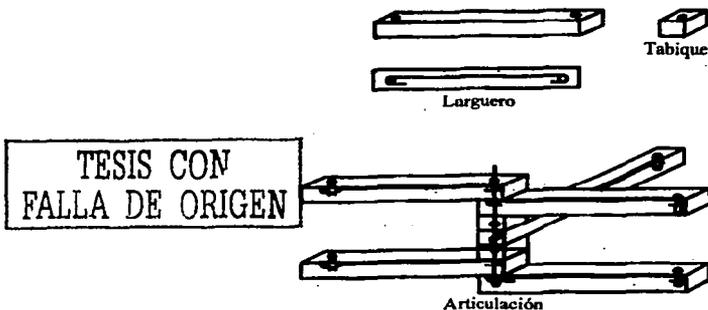


Fig. I.5.2.1 Elementos prefabricados para la integración del muro a base de Terracon

## ESPECIFICACIONES GENERALES:

Tanto para la fabricación de los elementos "Terracon", como para su instalación, regirán las Normas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Terracon equivale a un menor costo y menor tiempo debido a la diferencia entre los procedimientos constructivos de distintos tipos de muros de contención.

Su colocación es inmediata de la estriba al muro, con abatimiento de importante en el tiempo de construcción.

### TERRACON:

- No requiere de junteo.
- No requiere maquinaria pesada.
- Es una estructura articulada, no requiere moldes especiales.
- Es un sistema sin complicaciones.
- Puede emplear concreto hidráulico de  $f_c=150 \text{ kg/cm}^2$  y sus cuadrillas de instalación emplean a un oficial y cinco ayudantes, con lo que los costos se abaten considerablemente.
- Economía y rapidez son características del sistema terracon.

## CARACTERISTICAS TECNICAS Y MECANICAS DEL SISTEMA

Los componentes básicos son:

- 1.- Largueros y tabiques de concreto hidráulico, prefabricados.
- 2.- Material de relleno en las celdas.
- 3.- Grapas para articular.

Las dimensiones propuestas en el diseño, para largueros son: Largo = 114 cm Ancho = 14 cm Espesor = 10 cm con perforaciones de  $\frac{3}{4}$ " localizadas a 7cm, de los extremos.

Los tabiques son de 14 x 14 x 10 cm y perforación en el centro. Los elementos están fabricados con concreto hidráulico de  $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$

Los largueros llevan en su interior una varilla corrugada  $d\frac{3}{4}$ " con limite elástico ( $f_y$ ) =  $4000 \text{ kg/cm}^2$ , con ganchos en sus extremos, coincidentes con las perforaciones, lo que permite el manejo e instalación sin que se produzcan fisuras o agrietamientos, además de asegurar el soporte para la grapa.

Las dimensiones propuestas en el diseño, podrán modificarse para su adecuación al proyecto.

El material que quedará alojado en el interior de las celdas, podrá ser un producto pétreo graduado, un suelo compactable o un suelo-cemento, siendo necesario el correcto acomodo tratándose de pétreos o una adecuada compactación en el caso de emplear suelos, los cuales deberán satisfacer la prueba Proctor correspondiente.

Las grapas serán de acero corrugado, alta resistencia, No. 3, con traslape mínimo de 20 cm con longitud de 120 cm, debiendo ser recubiertas con pintura anticorrosiva previamente.

En el caso de que las grapas sean utilizadas para sujetar tensores, deberá verificarse su diámetro a fin de que corresponda al proyecto.

Con la articulación de los largueros mediante la colocación de las grapas, se forman las celdas que, al quedar llenas del material elegido, trabajarán en conjunto, proporcionando la estabilidad estructural que permite establecer las condiciones mecánicas del sistema.

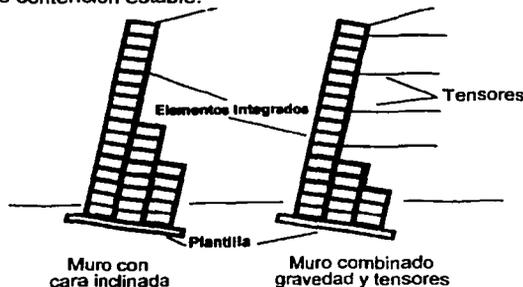
De acuerdo al proyecto, se dejará un espacio vertical de 20 cm entre cada dos largueros longitudinales y de 50 cm en los transversales para propiciar el confinamiento del material contenido en las celdas.

El material pétreo, por su peso propio y su acomodo, evita ser desalojado por la abertura de la celda.

Tratándose de suelos compactados, el proceso se hará en capas de 20 cm cada una, dejando semi-suelto el material correspondiente al talud externo de cada capa.

#### **Método de como se integran el Terracon para formar la estructura**

Para sujetar las piezas se introducen en las grapas, pernos o varillas, los extremos de los largueros y se colocan tanto longitudinal como transversalmente sobre otro larguero o sobre un tabique, lográndose formar encofrados abiertos de una o varias celdas transversales en la base y tantas verticales como requiera el proyecto, resultando una estructura articulada que al llenar sus celdas con el material seleccionado se constituye en un muro de contención estable.



**Fig. 1.5.2.2 Muros de contención inclinados**

La estabilización del talud de un corte o de un terraplén, se realiza estructurándose una retícula formada con una hilada de largueros y tabiques articulados con grapas o varillas.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Para fijar la posición de las varillas o grapas de unión, debe hacerse un doblé a  $90^\circ$  en su extremo inferior el cual quedará dentro del cuerpo de anclaje que se requiera, haciéndose en su extremo superior el traslape igual o mayor al espesor de dos elementos.

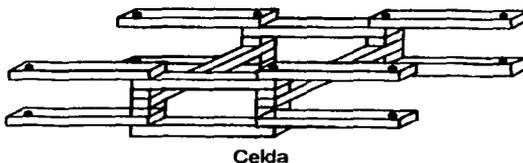


Fig. I.5.2.3 Colocación de celdas para proceder el llenado

Las grapas presentan otra ventaja adicional al utilizarse para sujetar tensores, ya sean estas armaduras, piezas individuales o mallas que, por diseño, deberán tomar parte del empuje que produzca el terraplén.

El llenado de las celdas se puede efectuar con distintos materiales tales como: suelos compactos, suelo cemento, gravas de banco o trituración, boleos y también productos de excavación.

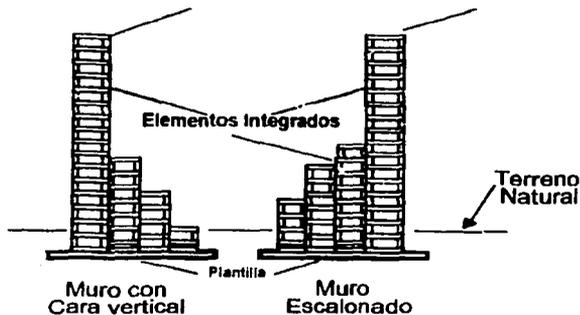


Fig. I.5.2.4 muros verticales a base de elementos prefabricados de Terracon

La retícula que se forma en la cara exterior proporciona una visión arquitectónica agradable y sus elementos se pueden combinar a fin de ajustarse a cualquier superficie curva o secciones anguladas así como construir caras escalonadas dada la versatilidad de su composición.

Con tierra vegetal del sitio, colocada en la cara del muro podrá sembrarse vegetación de raíz larga, que al desarrollarse lograrán un ambiente estético y un paisaje colorido, al tiempo que fungirán contra el intemperismo.

## II.- MURO DE TIERRA ARMADA

La tierra armada es una estructura de gravedad (Fig. II.1) que consiste en capas alternas de relleno granular y tirantes de acero conectados a elementos prefabricados modulares (placas) que conforman el paramento del muro de retención. Se obtiene así un material compuesto de gran resistencia y estabilidad, a merced de la fricción que se crea entre el material de relleno y el acero de refuerzo.

Los muros de tierra armada trabajan asociando el terreno con las armaduras, creando una unión permanente entre los dos elementos debido al esfuerzo de rozamiento que se crea en los puntos de contacto. De esta manera se obtiene un material compuesto original que ofrece múltiples ventajas con respecto a los materiales tradicionales utilizados en la Ingeniería Civil.

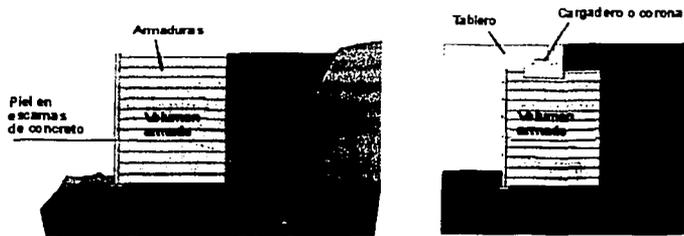


Fig. II.1 Esquema de la tierra armada.

### II.1 COMPONENTES DE LA TIERRA ARMADA

- a) **Relleno.** Se necesita material cuidadosamente seleccionado con bajo porcentaje de finos (no más de 15% > 15  $\mu$ m) y con un ángulo efectivo de fricción  $\phi' \geq 25^\circ$
- b) **Refuerzo.** Son importantes tanto el tipo de material como la forma de sección transversal. Mecánicamente, se necesitan buenas propiedades de fricción y durabilidad y un bajo potencial de escurrimiento plástico. La durabilidad de la estructura está gobernada por las bandas de refuerzo.

- i. Acero galvanizado
- ii. Acero inoxidable
- iii. Aleaciones de aluminio
- iv. Acero recubierto de plástico
- v. Geotextiles
- vi. Geomallas

- c) **Membrana de vista.** La superficie consiste en general en tableros yuxtapuestos de metal o de concreto. El papel principal es el confinamiento y el evitar erosiones locales y no contribuye mecánicamente a la estabilidad del muro.



Fig. II.2 Esquema colocación y sujeción de la estructura de tierra armada.

Se puede escoger la textura y el color del paramento más adaptado a su proyecto.



Fig. II.3 Esquema de los tipos de texturas existentes para muros de tierra armada.

El método utilizado para el montaje de los muros de tierra armada es sencillo, inicialmente se construye una solera que servirá de soporte al muro en sí, dependiendo el diseño de ésta y los datos geotécnicos que se tengan. Posteriormente y en forma alternativa se van colocando las piezas prefabricadas y los elementos metálicos que harán trabajar en forma permanente al muro como conjunto. Con la utilización de éste sistema constructivo, se obtiene las siguientes ventajas.

- Mayor flexibilidad de la estructura que permite adaptarse a terrenos con características geotécnicas difíciles. Admite asentamientos diferenciales del orden de un 1% en muros de 6 metros de altura.
- El comportamiento ante sobrecargas estáticas y dinámicas así como ante solicitaciones sísmicas ha sido demostrado por diversos ensayos realizados por los fabricantes.
- Posibilidad de desarrollar la industria de los prefabricados.
- No se hace necesaria la utilización de los elementos de andamiaje, reduciendo costos.
- Supresión de obras de cimentación especiales, ya que sólo se hace necesario una solera para el inicio de los muros.
- Mejoramiento de la estética de las obras y opción de tratamientos arquitectónicos diversos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

- El uso de elementos prefabricados permite, por otro lado, destacar una actividad que muy pasivamente se va desarrollando en nuestro país.

La solución más adecuada se obtiene combinando las propiedades de los elementos de los muros y las condiciones locales como son los datos geotécnicos, las limitaciones geométricas y la integración con el medio ambiente. Por otro lado, el uso de ésta técnica se ve favorecida en todas las regiones del país por su facilidad para el transporte y su rapidez en la ejecución.

## **II.2 APLICACIÓN EN TERRENOS INUNDABLES**

La tierra armada actúa perfectamente como muro inundable, utilizándose frecuentemente en obras fluviales como encauzamiento de los ríos, puentes, presas, muros en sus riberas, etc. Este tipo de obras por su flexibilidad y construcción ofrecen grandes posibilidades.

Se deberá estudiar en cada caso las características de la escollera teniendo en cuenta la velocidad del agua y las diferencias de cotas del nivel de agua en las crecidas. En caso de obras marítimas, se estudiarán con especial cuidado las armaduras. Es necesario apoyar el macizo de tierra armada sobre una escollera, lo que permite ejecutar el montaje en seco y asegurar una buena y eficaz protección contra la erosión.

En este tipo de proyectos uno de los factores determinantes es la rapidez de la ejecución. La tierra armada permite construir aprovechando las mareas. Al no ser preciso andamiaje alguno, se reduce en un alto porcentaje los riesgos ocasionados por temporales y crecidas.

## **II.3 APLICACIÓN EN ESTRIBOS DE PUENTES PARA CARRETERAS**

La técnica de tierra armada (Fig. II.4) se adapta perfectamente a las construcciones de puentes, por su excelente comportamiento y versatilidad, lo que permite solucionar multitud de situaciones. La perfecta integración del movimiento de tierras permite no crear retrasos en la planificación de una obra. Además en las líneas de servicio, la construcción de obras especiales en el cruce con otros servicios.

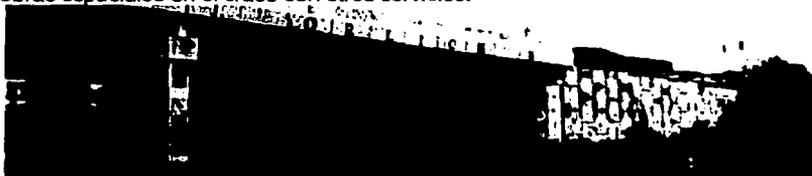


Fig. II.4 Esquema de la tierra armada.

Como el estribo de tierra armada se construye al mismo tiempo que la rampa de acceso, tiene exactamente el mismo comportamiento geotécnico que el terraplén y por tanto, se elimina por completo cualquier asiento diferencial, suprimiéndose la tradicional losa de transición. En los estribos cimentados sobre terrenos mediocres, la mayor parte de los asientos se produce en general durante la construcción de los mismos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

En las grandes obras de carreteras o autopistas, es necesaria la construcción de numerosos pasos inferiores bajo la autopista, para el establecimiento de comunicaciones, cruces de ferrocarril, etc. La utilización de tierra armada permite mejorar considerablemente la planificación y elimina la necesidad de producción de concreto "in situ".

Por otro lado, la tierra armada aporta una estética integrada. El mosaico del paramento obtenido a partir de los paneles cruciformes y la excelente calidad de la superficie conseguida por una prefabricación cuidadosamente controlada, permiten una estética perfecta.

#### **II.4 APLICACIÓN EN ZONAS RESIDENCIALES**

En las zonas urbanas donde se tienen que construir grandes obras de infraestructura, como cinturones periféricos o nuevas avenidas, el costo elevado del terreno y la densidad de la construcción obligan normalmente a limitar los derrames de los terraplenes.

La tierra armada aporta solución fundamental debida principalmente a la estética de los paramentos prefabricados a la gran variedad de efectos arquitectónicos posibles. Un adecuado tratamiento drenante permite el empleo de la tierra armada como contención de áreas verdes.

El desarrollo de las grandes ciudades así como de las zonas turísticas de las costas y en las montañas, requieren la creación de grandes infraestructuras de acceso, estacionamientos, etc., con la necesidad de emplear cada día más, se utilizan los terrenos accidentados circundantes.

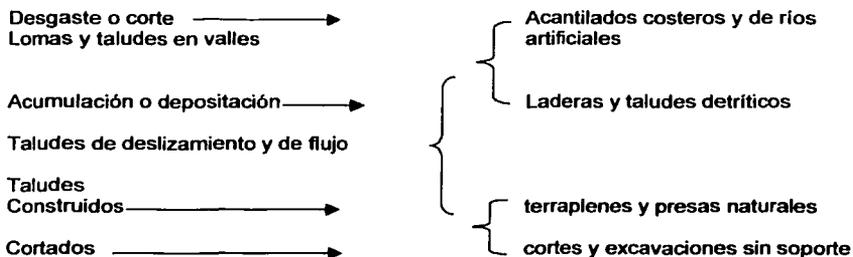
Debido a su especial concepción, la tierra armada se acopla a las formas del terreno, lo que permite realizar curvas armoniosas que se adaptan a todo tipo de terreno. En áreas residenciales los altos costos del terreno obligan a crear generalmente importantes obras para obtener una recuperación de áreas planas edificables. La tierra armada proporciona una solución por sus bajos costos en comparación a los sistemas tradicionales.

El acabado de los paramentos prefabricados de los paneles de concreto por su carácter modular y mediante un estricto control de fabricación puede adaptarse a una decoración arquitectónica mediante texturas y tratamientos del paramento.

### III ALTERNATIVAS PARA ELEMENTOS DE CONTENCIÓN

Las masas de suelo o rocas con superficie inclinada o talud (superficie no horizontal) pueden ser el resultado de la acción de agentes naturales o bien construidas por el hombre. Todos los taludes tienen una tendencia inherente a degradarse a una forma más estable (en última instancia, a una superficie horizontal) y, bajo este punto de vista, la inestabilidad equivale a la tendencia a moverse y la falla es el movimiento real de masas.

Las fuerzas que causan la inestabilidad son la gravedad, la infiltración y la erosión, mientras que la resistencia a la falla proviene de la geometría del talud y de la resistencia al corte de las rocas y del propio suelo.



El movimiento de masas puede darse como resultado de una falla al corte a lo largo de una superficie interna, o bien cuando una disminución general del esfuerzo efectivo entre las partículas causa una licuación total o parcial. Existe gran variedad de fallas que se pueden englobar en tres categorías:

1. Derrumbes. Están caracterizados por movimientos de desprendimiento en las discontinuidades tales como juntas, grietas, planos de estratificación muy inclinados, planos de falla, etc., en los cuales las condiciones de falla pueden aumentarse o acelerarse por efectos de la presión del agua o del hielo en dichas discontinuidades.
2. Deslizamientos. En esta forma de movimiento la masa permanece esencialmente intacta mientras se desliza por una superficie definida de falla.
  - a) Deslizamiento de traslación. Éstos incluyen el movimiento de bloque rocoso a lo largo de planos estratificados o de una capa de suelo situada cerca de la superficie del terreno. Tales movimientos ocurren normalmente cerca y en capas paralelas a la superficie.
  - b) Deslizamiento rotatorio. Estas fallas son características de los suelos cohesivos homogéneos; el movimiento se desarrolla a lo largo de una superficie curva de ruptura, de tal manera que la masa deslizante se hunde cerca de la cima del talud y produce una saliente cerca del pie.

3. Flujos. En este caso la masa que se desliza se rompe internamente y se mueve en forma parcial o por completo como fluido. Con frecuencia ocurren los flujos en suelos débiles y saturados cuando la presión de poro ha aumentado lo suficiente para producir una pérdida general de resistencia al esfuerzo cortante; el desarrollo de una superficie verdadera de corte puede ser intermitente o faltar en su mayor parte.

En vista de lo anterior deberán diseñarse estructuras de contención que permitan estabilizar en forma artificial las masas de suelo para garantizar su seguridad y la de las estructuras aledañas.

### III.1 MURO A BASE DE GEOSINTÉTICOS

El concepto de suelo reforzado se conoce desde hace miles de años. Desde entonces, los materiales de refuerzo han sido desde ramas de árbol, pasando por flejes metálicos, hasta finalmente geosintéticos.

Los muros vegetalizados son estructuras de tierra reforzadas con geosintéticos (Fig. III.1.1). Estas se componen de material de relleno compactado envueltas por un geosintético que tiene una alta resistencia a la tracción y son protegidos por vegetación. Por tanto, las fuerzas desestabilizadoras del muro se transmiten por cortante al geosintético, por lo que la resistencia a la tracción del geosintético debe ser capaz de absorber el esfuerzo de tracción horizontal generado durante la vida útil de la estructura. Además, el geosintético debe estar anclado a la zona estable del terreno, para que se pueda transmitir éste esfuerzo horizontal. Por otro lado, la presión intersticial del agua puede disminuir la resistencia prevista del geosintético, por lo que el diseño completo debe incluir la solución del sistema de drenaje.



Fig. III.1.1 Muro vegetalizado.

La utilización de geosintéticos de refuerzo ha experimentado un notable desarrollo y aplicación durante los últimos años, principalmente por la ventaja económica que conlleva su aplicación.

Las ventajas que supone la ejecución de un muro protegido con vegetación son las siguientes:

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

- Integración de una estructura civil al paisaje, Por lo que se genera menor impacto al medio ambiente (Fig. III.1.2)



**Fig. III.1.2 Muro protegido con vegetación para integración del paisaje**

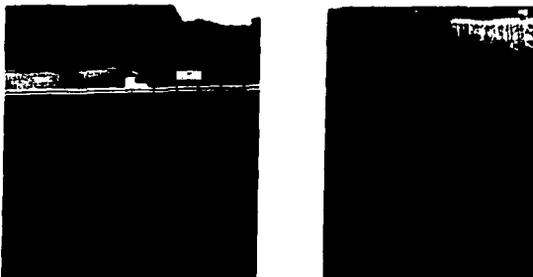
- Menores cargas transmitidas al subsuelo (Fig. III.1.3) Se pueden construir muros en terrenos con baja capacidad cortante y sin pilotaje. El sistema admite asentamientos diferenciales, los cuales se desarrollan principalmente durante la construcción.



**Fig. III.1.3 Muro de baja capacidad portante y sin pilotaje.**

- Se pueden construir muros de alturas mayores que con otros sistemas no sería posible (Fig. III.1.4).
- No se necesita cimentación tradicional: no tienen "puntera" y por lo tanto es posible reducir los costos de expropiación.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



**Fig. III.1.4 Muros vegetalizados de alturas mayores a 6 m**

- Mejor compactación del terreno. Los daños debido a una mala compactación son menores (Fig. III.1.5)
- Se pueden utilizar materiales de relleno que no son utilizables en estructuras de suelo reforzado con armadura metálica. No existen limitaciones electromecánicas que produzcan corrosión a los materiales de refuerzo.



**Fig. III.1.5 Mayor seguridad debido a que no se presenta desplome o erosión de los muros vegetalizados**

- Mejor comportamiento a sismo (estructuras flexibles).
- Menor costo en muros grandes (mayores de 5-7 m y de más de 50 m de longitud).

### III.1.1 SISTEMAS DE EJECUCIÓN

Existen tres tipos principales de sistemas de ejecución de muros de contención, según el sistema de encofrado que se utilice para la compactación de la cara vista:

1. Sistemas internos y temporales (Fig. III.1.1.1): son sistemas que utilizan un encofrado que se apoya en la capa inmediatamente inferior para ejecutar la capa superior. Una vez que la capa ha sido conformada tras la compactación del relleno, el encofrado se elimina.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Fig. III.1.1.1 Ejecución de un muro de contención vegetalizado.

Sus inconvenientes más importantes son:

- No siguen una referencia externa y por lo tanto es difícil mantener la verticalidad del muro. Las posibles deformaciones que ocurren en la compactación de una capa se acumulan en las capas superiores.
- El acabado no suele ser adecuado.
- La falta de protección de la cara vista frente a vandalismo y fuego, junto a una inadecuada selección de los geotextiles de protección, pueden suponer un riesgo excesivo de inestabilidades en la cara vista, que puede llevar al colapso de la obra.
- No tienen ningún tipo de sistema de seguridad para los operarios que trabajan a una determinada altura.

2. Sistemas internos y permanentes (Fig. III.1.1.2): son sistemas que utilizan un encofrado que se apoya en la capa inmediatamente inferior para ejecutar la capa superior. Una vez que la capa ha sido conformada tras la compactación del relleno, el encofrado se queda. El sistema de encofrado suele ser una malla metálica que se coloca en forma de L.



Fig. III.1.1.2 Compactación del material de relleno en el muro

3. Sistemas externos y temporales (Fig. III.1.1.3): son sistemas que utilizan un encofrado que se apoya en un andamiaje externo. Una vez que la capa ha sido conformada, el encofrado deslizante se eleva para permitir la compactación de una nueva capa. Al finalizar el muro, el andamio se retira.



**Fig. III.1.1.3 Muro apoyado en un andamiaje externo como apoyo para evitar el colapso de la obra**

- El sistema permite mantener perfectamente la verticalidad deseada y permite una compactación energética de la tierra vegetal y por lo tanto, el acabado de las capas puede ser extraordinario.
- El sistema lleva consigo un sistema de seguridad para los operarios.

### III.1.2 MODOS DE FALLO DE LOS MUROS VEGETALIZADOS

#### 1. ESTABILIDAD EXTERNA

a - Deslizamiento de la base.- La fuerza de rozamiento en la base de la estructura reforzada no es suficiente para resistir el empuje horizontal.



b - Vuelco.- Los momentos volcadores respecto al extremo del muro son mayores que los momentos estabilizadores.



c - Capacidad cortante.- La carga que el muro transmite al subsuelo es superior a la tensión admisible de éste.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## 2. ESTABILIDAD INTERNA

a - Arrancamiento del geosintético.- La longitud del geosintético no es suficiente. El material de refuerzo es arrancado.



b - Rotura del geosintético.- La resistencia a tracción del material es inferior a los esfuerzos generados. El material de refuerzo se rompe.



c - Deslizamiento interno.- A una determinada altura, el rozamiento no es suficiente para evitar que la parte superior deslice sobre la inferior, por efecto del empuje horizontal.

## 3. FALLOS EN EL PARAMENTO

La conexión entre el geosintético de refuerzo y el paramento del muro no tiene la resistencia suficiente. La rotura inicial conlleva el colapso del muro a largo plazo. El geosintético de refuerzo debe ser continuo en la zona vista del muro y envolver la capa.

Las tensiones de diseño en el paramento deben ser, como mínimo del 80 % de la tensión de diseño total. Además, la colocación de una geomalla poco resistente en el paramento es una práctica muy peligrosa: los daños observados pueden tener unas consecuencias imprevisibles.



Si se colocan gaviones u otros elementos prefabricados, una conexión inadecuada con el material de refuerzo puede conllevar la tendencia a la caída de los elementos superiores o desplazamientos laterales de los elementos inferiores.



## 4. ESTABILIDAD GLOBAL

Se debe verificar la estabilidad de los diferentes círculos o poligonales de cálculo que atraviesan el macizo reforzado.



### III.1.3 PROPIEDADES DE LOS GEOSINTÉTICOS DE REFUERZO.

#### COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Un aspecto fundamental a la hora de diseñar una estructura de muro ecológico se basa en un conocimiento exhaustivo del tipo de material. El proyectista debe conocer los valores siguientes cuando realiza un diseño con materiales geosintéticos.

#### INTERACCIÓN ENTRE EL SUELO Y EL GEOSINTÉTICO

El geosintético debe tener la suficiente adherencia al suelo para que las fuerzas desestabilizantes de la estructura se transmitan a él por cortante (Fig. III.1.3.1). Además, debe tener la suficiente adherencia para fijarse a la zona estable del terreno, y poderle transmitir esa fuerza de tracción.



Fig. III.1.3.1 Muestra del geosintético adherido al terreno con problemas de estabilidad.

En el análisis de estabilidad, el proyectista tiene que suponer la interacción real suelo geomalla y definir los coeficientes y tiene que decidir los factores de seguridad que se aplicarán a la extracción de la geomalla y al deslizamiento directo.

La información más acertada sobre la interacción suelo-geomalla se obtiene realizando ensayos del producto específico. De nuevo, no se dispone frecuentemente de esta información y por eso se aplican valores por defecto. Los valores que las diferentes normas proponen para materiales sin homologación son valores menores y por lo tanto los diseños con estos materiales sin certificar son mayores.

En todo caso, es recomendable que el suministrador certifique el valor de este coeficiente para que el ingeniero responsable no tenga dudas.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## RESISTENCIA A TRACCIÓN

Se puede determinar la tensión de diseño de un geosintético ( $F_d$ ) de la siguiente forma:

$$F_d = \frac{F_k}{A_1 \times A_2 \times A_3 \times A_4 \times \gamma} \quad [kN/m] \quad (\text{Ec. III.1.3.1})$$

donde:

### Tensión nominal o resistencia a tracción a corto plazo

- $A_1$  [-] factor de seguridad de fluencia.  
 $A_2$  [-] factor de seguridad para daño mecánico.  
 $A_3$  [-] factor de seguridad debido a uniones y solapes. Si no hay solapes en la dirección del refuerzo:  $A_3=1,00$   
 $A_4$  [-] factor de seguridad para efectos medioambientales.  
 $\gamma$  [-] factor de seguridad en el proyecto, fabricación y extrapolación de datos.

La Tabla III.1.3.1 define el ensayo para determinar el diagrama tracción-deformación de un geosintético de refuerzo y por lo tanto su resistencia nominal, la cual se debe aminorar con los 4 coeficientes siguientes para obtener la resistencia de diseño.

**Tabla III.1.3.1 Tracción – deformación de un geosintético.**

	$F_k$	$F_d - \text{Alemania}$	$F_d - \text{Francia}$
Fortrac 80/30-20	80 kN/m	30,7 - 33,5 kN/m	30,7 - 33,5 kN/m
Geomalla de poliéster	80 kN/m	11,4 - 15,2 kN/m	16,9 kN/m
Geomalla de polietileno	80 kN/m	5,7 - 7,6 kN/m	8,5 kN/m

### Comportamiento a la fluencia

La fluencia engloba la pérdida de resistencia de un material de refuerzo debido al paso del tiempo. Cuando un material es sometido a una carga constante en el tiempo, éste experimenta una deformación y pierde sus propiedades mecánicas.

La fluencia depende de la carga aplicada, el tiempo, y del producto. Además, las altas temperaturas afectan negativamente a las geomallas de polietileno.

Los ensayos de fluencia de los diferentes materiales de refuerzo tienen como objetivo el poder determinar el comportamiento del material transcurridos 120 años (las estructuras y terraplenes reforzados se diseñan para 120 años). Según los resultados y la duración del ensayo, el proyectista debe aplicar unos coeficientes de seguridad que son variables para cada material.

La tabla III.1.3.2 concentra valores de estos coeficientes para determinados materiales según su materia prima y presentación. Por ejemplo, estos valores en Francia muestran que los geosintéticos de poliéster tienen la mitad de fluencia que la que tienen los geosintéticos de polietileno.

También se debe tener en cuenta que ante un mismo material, por ejemplo poliéster, el valor de fluencia es exclusivo de cada tipo de poliéster (tabla III.1.3.2).

Tabla III.1.3.2 Coeficientes de los geosintéticos de poliéster y polietileno.

	Geomalla homologada Fortrac	Recomendaciones alemanas para geomallas sin certificar		Recomendaciones francesas para geomallas sin certificar	
A <sub>1</sub> Fluencia	1,67	2,5 Poliéster	5,0 Polietileno	2,5 Poliéster	5,0 Polietileno
A <sub>2</sub> Daño mecánico	1,1 (relleno redondeado fino) 1,2 (relleno redondeado grueso)	1,5 (relleno redondeado fino) 2,0 (relleno redondeado grueso)		1,5	
A <sub>3</sub> Uniones y solapes	1,0 (sin uniones ni solapes)	1,0 (sin uniones ni solapes)		1,0 (sin uniones ni solapes)	
A <sub>4</sub> Efectos medio-ambientales general	1,0 (4,0 < pH < 9,0) 1,3	1,0 (ningún impacto esperado) 1,4		1,05 1,2	
F <sub>a</sub> tensión de diseño en % de la tensión nominal	38% - 42 %	Poliéster 14% - 19% Polietileno 7%-9,5%		Poliéster 21% Polietileno 10,5%	

### Daños durante la instalación

La pérdida de resistencia que el material de refuerzo sufre durante la instalación se cuantifica por medio de un coeficiente de seguridad, también específico para cada material.

El valor de este coeficiente de minoración es función del tipo de material de relleno, nivel de compactación, de las características del refuerzo y sobretodo de la existencia o no de una capa protectora sobre la fibra resistente: las geomallas tienen un coeficiente menor que los geotextiles y por ello, es muy peligroso y muy frecuente la adopción de los mismos coeficientes para ambos tipos de refuerzo. Las geomallas recubiertas de materiales poliméricos tienen una pérdida menor que los geotextiles desnudos.

Su valor debe determinarse por medio de ensayos específicos para cada producto.

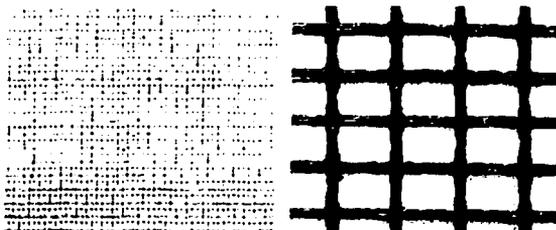


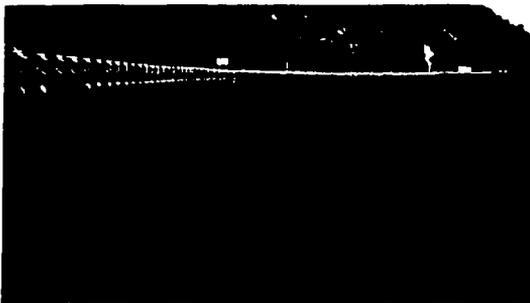
Fig. III.1.3.2 Tipos de refuerzo en los geosintéticos

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### ***Daños químicos y biológicos***

El material de refuerzo está expuesto al ataque del entorno que lo rodea durante la vida útil de la estructura (Fig. III.1.3.3). Dicho ataque es función del pH del suelo y del polímero que compone el refuerzo.

Este coeficiente depende por supuesto de las propiedades químicas y biológicas del relleno. Al igual que el coeficiente anterior, su valor es exclusivo para cada tipo de refuerzo y debe determinarse por experimentación.



**Fig. III.1.3.3** Material expuesto al medio ambiente que lo rodea

Extrapolación de todos estos valores ya que no se conoce cual va ser el comportamiento real del material a lo largo de la vida útil de la estructura.

El valor de los tres coeficientes de minoración anteriores se basa en los ensayos realizados para cada material durante un determinado período de tiempo. Sin embargo, el comportamiento real durante la vida útil del muro es desconocido. Por ello se debe aplicar un coeficiente de extrapolación para el comportamiento real del refuerzo.

### **III.2 GEOMALLAS**

Las Geomallas son materiales plásticos con configuraciones de tipo red muy abiertas. Típicamente, son tensadas o alargadas en una o dos direcciones para aumentar sus propiedades físicas, se usan generalmente para refuerzo.

#### **REFUERZO DE TALUDES INCLINADOS**

Los geotextiles y las geomallas permiten la construcción de taludes (Fig. III.2.1) con mayor grado de inclinación que el permitido por grado de reposo natural del suelo. Esto ayuda al uso más eficiente del terreno. En proyectos privados, la cantidad de terreno usable dentro de una parcela dada, se incrementa sin costo adicional para la construcción de un muro de contención. En la construcción de autopista, las vías pueden ser ampliadas

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

sin incrementar el derecho de vías reemplazando un talud plano convencional por uno inclinado reforzado.

La separación vertical y la longitud de empotramiento del refuerzo son condiciones críticas en obtener una masa de suelo reforzado estable.

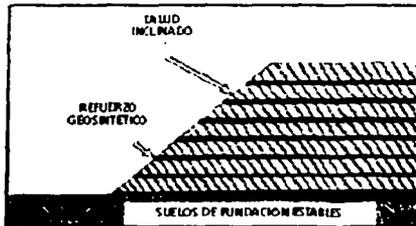


Fig. III.2.1 Refuerzo de talud con geomallas

### REFUERZO INTERNO EN MUROS DE CONTENCIÓN

Los geotextiles y las geomallas, usados como refuerzo interno de muros de tierra, permiten el refuerzo del suelo, creando un área de relleno estable detrás de la superficie del muro. Esta medida reduce el peligro de desplazamiento lateral del muro como consecuencia de las cargas verticales, las cuales son transferidas a presiones horizontales contra la parte trasera del muro.

Esta aplicación es una alternativa para muros de retención de gravedad o voladizos que se usan en muchas estructuras de Ingeniería Civil (Fig. III.2.2)

El uso de geosintéticos permite una reducción significativa en la cantidad de concreto requerida, disminuye el costo de la construcción del muro y reduce los requerimientos de soporte de carga del pavimento, lo que resulta en un ahorro de material y tiempo.

Los sistemas reforzados con geosintéticos son inertes a los suelos corrosivos y ácidos, lo que permite en muchas ocasiones, que se puedan usar rellenos de la misma obra menos costosos.

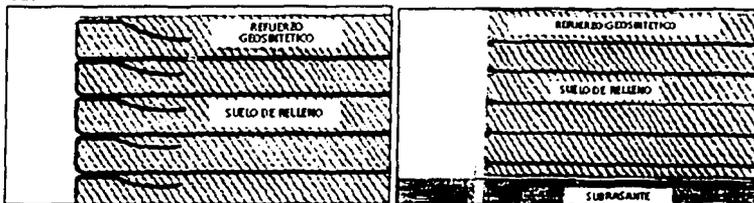


Fig. III.2.2 Muros verticales reforzados con geomallas

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**Geomallas extruídas y tejidas para refuerzo, drenaje, estabilización, reforestación y señalización (Fig. III.2.3).**

Geomallas de polietileno (HDPE).

Geomallas de polipropileno (PP).

Geomallas de poliéster con recubrimiento (PVC).

Geomallas resistentes hasta 10,000 Kg/m.

Geomallas en anchos de 2 hasta 4 m.

Geomallas de drenaje de 3 hasta 6,3 mm de espesor.

Geomallas biorientadas.

Geomallas fabricadas en varios colores y diseños.

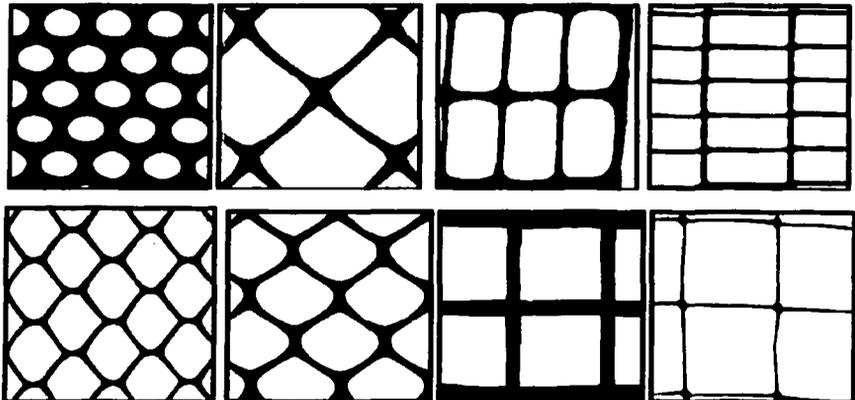


Fig. III.2.3 Tipos de geomallas para diferentes usos

**GOMALLAS MONO - ORIENTADAS EN TALUDES PRONUNCIADOS**

Las geomallas mono-orientadas TENAX Tr (Figs. III.2.4, III.2.4a) son estructuras bidimensionales producidas de polietileno de alta densidad (HDPE, High Density Polyethylene) utilizando un proceso de extrusión seguido de un estiramiento monodireccional.

Este proceso único permite obtener una estructura monolítica con una distribución uniforme de largas aberturas elípticas, obteniendo gran fuerza de tensión y gran módulo de tensión en la dirección longitudinal. La estructura de estas geomallas provee de un sistema de adaptación óptimo con el suelo.

Las geomallas TENAX TT son completamente inertes a las condiciones químicas y biológicas que se presentan normalmente en condiciones físicas con el suelo, poseen gran resistencia a los esfuerzos de tensión soportando hasta 150 kN/m. Esto en

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

combinación con la capacidad del suelo a absorber los esfuerzos de compresión, da como resultado el concepto de estructura de suelo reforzado, similar al concepto del concreto y acero de refuerzo.



Fig. III.2.4 Las geomallas TENAX TT han sido diseñadas para el refuerzo del suelo, proporcionando gran fuerza su dirección longitudinal



Fig. III.2.4a Son ligeras, flexibles, fuertes, durables y muy fáciles de instalar sobre un sistema de cimbra adecuado.

Estas geomallas proveen soluciones a muchos problemas de estructuras de suelos reforzados que involucran todo tipo de materiales de relleno. Permiten la construcción de taludes y muros con cara vegetada y con cara de bloques de concreto (Fig. III.2.5).

Est n diseñadas para ser conectadas a elementos de concreto (paneles, bloques, muros existentes etc.). Permitiendo así la construcción de estructuras de muros de retención.

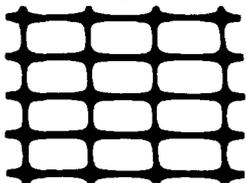


FIG. III.2.5 Refuerzo de muros de bloques de concreto con geomallas

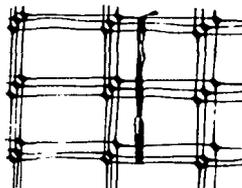
Las geomallas biorientadas TENAX LBO (Fig. III.2.6) y TENAX MS (Fig. III.2.6a) son estructuras bi-dimensionales fabricadas de polipropileno, químicamente inertes y con

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

características uniformes y homogéneas, producidas mediante un proceso de extrusión y luego estiradas longitudinal y transversalmente.



**Fig. III.2.6** Las geomallas bi-orientadas TENAX han sido diseñadas para proveer de ambas direcciones.



**Fig. III.2.6a** Geomallas biorientadas LBO TENAX MS proveen de fuerza de resistencia en tensión y confinamiento lateral al Suelo.

Las geomallas bi-orientadas pueden ser usadas para reforzar taludes pequeños y como refuerzo secundario, complementando el refuerzo primario proporcionado por las geomallas mono-orientadas TENAX TT.

TENAX ECOMAT (Fig. III.2.7) es una bioestera compuesta por fibras naturales, paja y/o coco, unida por dos fibras de plástico ligeras y fotodegradables por los rayos UV. Protege al suelo del golpe de la lluvia, previene que el escurrimiento arrastre el material fino y como se degrada naturalmente, provee de nutrientes a la vegetación.

Es de gran ayuda en la construcción de taludes vegetados, ya que se utiliza como protección de la cara mientras la vegetación crece.



**Fig. III.2.7** TENAX ECOMAT es una bioestera compuesta por paja y fibra de coco.

El método más común para construir muros y taludes reforzados es la técnica del "wrap around" que consiste en envolver la cara del talud con geomalla de refuerzo, de tal forma que se evite la erosión.

El sistema de muros de contención vegetados TENAX RIVEL - MUROS VERDES, es el perfeccionamiento del método tradicional de envoltura.

Consiste en utilizar una cimbra perdida a base de malla de acero (Fig. III.2.8), que facilita la construcción y da un excelente acabado a bajo costo.



**Fig. III.2.8** La cimbra perdida a base de malla de acero del sistema de muros de contención vegetados **TENAX RIVEL MUROS VERDES**

Este sistema permite la construcción de muros y taludes con inclinaciones de hasta 80°, completamente vegetados gracias al uso de las geosteras TENAX (Fig. III.2.9) que proveen de un perfecto medio para prevenir el lavado del suelo y ayudar en el crecimiento de las plantas.

La vegetación en la cara se consigue por medio de la hidrosiembra justo al final de la construcción de las estructuras de suelo reforzado.



**Fig. III.2.9** Esquema del sistema de muros de contención vegetados

El sistema TENAX RIVEL - MUROS VERDES (Fig. III.2.10) es, por lo tanto, un importante avance en la técnica del "wrap around", por el cual se pueden obtener muros de contención más durables y seguros reduciendo costos, tiempo de construcción e impacto ambiental.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Fig. III.2.10 Este sistema permite reducir el impacto ambiental de las estructuras de contención.

Algunas veces se presentan deslizamientos grandes o pequeños y fallas de taludes (Fig. III.2.11) naturales en áreas donde el valor ambiental es de gran importancia (por razones técnicas, económicas, turísticas o arquitectónicas) y requieren de la reconstrucción (Fig. III.2.11a) del talud a la geometría original (o lo más cercano posible).



Fig. III.2.12 Falla más común en un talud

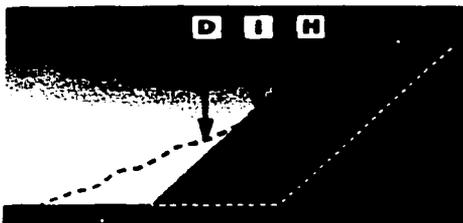


Fig. III.2.12a Con las geomallas TENAX el talud puede ser reconstruido utilizando el mismo suelo del deslave.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## SIMBOLOGÍA

A	Perfil original
D	Perfil después de la falla
E	Superficie de la falla
I	Perfil del talud reforzado
H	Perfil de excavación

La solución a los deslaves es la aplicación de las geomallas TENAX que permiten el uso del mismo suelo del deslave para reconstruir el talud y de esta forma conseguir ahorros fundamentales contra la solución de importar suelo con las mejores características mecánicas.

Los estribos, muros y aletas de puentes, son generalmente estructuras de contención de tierras que soportan las cargas más altas.

Además de las cargas horizontales y verticales directamente aplicadas sobre ellas, se presentan cargas dinámicas, sísmicas y ocasionadas por el tráfico. Suelos de cimentación de baja capacidad de carga, niveles altos de agua freática y limitaciones de impacto ambiental, son problemas de diseño adicionales.

La solución es la utilización de geomallas TENAX para dar refuerzo de suelos suministran flexibilidad a las estructuras de contención.

Estribos de puentes, muros y aletas pueden ser diseñados y construidos para resistir cargas con los factores de seguridad previamente establecidos aún con rellenos de baja calidad.

La estabilización de suelos blandos y problemas de drenaje pueden ser resueltos con geomallas y geocompuestos TENAX. Las caras externas de las estructuras pueden ser diseñadas para cubrir cualquier requerimiento de impacto visual y ambiental.

### III.2.1- Mallas

Uno de los más graves problemas de las carreteras y autopistas construidas, que cruzan por zonas montañosas, es que mientras se estabilizan los cortes, se presentan una gran cantidad de derrumbes que son peligrosos para los vehículos que transitan por ahí.

La malla metálica de triple torsión, es la alternativa más viable, ya que cuenta con las mismas características de la malla utilizada en la fabricación del gavión.

La malla metálica de triple torsión (Fig. III.2.1.1) propicia la estabilidad de los cortes y evita que el material que se desprende obstruya las vías de comunicación: autopistas, carreteras y vías férreas.



**Fig. III.2.1.1 Muros protegidos por mallas**

### **VENTAJAS TECNICAS**

La malla metálica de triple torsión, soporta una carga de  $4300 \text{ kg/m}^2$ . A la ruptura con calibre de 2,7 mm.

Su galvanizado es clase III con  $245 \text{ gr/m}^2$  de zinc que da mayor duración a la malla. La malla cubierta con PVC es especial para ambientes con brisa marina, el PVC evita la corrosión causada por la salinidad del medio.

El tejido de triple torsión impide que se deshile la malla, en casos de accidentes o de ruptura intencional de alambrado.

Por su naturaleza, permite un rápido drenaje del agua que satura el terreno y ayuda a su saneamiento en un tiempo más corto.



**Fig. III.2.1.2 Fotos de taludes con la malla de triple torsión donde se logra la rápida estabilización del terreno, al evitar los derrumbes, el corte se reforesta más fácilmente.**

### **III.3 GEOMEMBRANAS.**

Las geomembranas son láminas poliméricas impermeables, utilizadas como barrera de líquidos y sólidos.

Una geomembrana puede mejorar la capacidad de carga y reducir la excavación cuando se construyen muros sobre caminos blandos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

La geomembrana proporciona una barrera para prevenir que el relleno se mezcle con otro suelo durante la construcción. El terreno colocado en el muro puede, de esta manera desarrollar su máxima capacidad de soporte y el relleno puede distribuir mejor las cargas debidas al peso propio. Típicamente, en esta aplicación de separación se utilizan las geomembranas. Las propiedades de las geomembranas dependen de la capacidad de soporte del muro y de las cargas aplicadas durante la construcción. Las geomembranas también pueden proveer funciones de filtración y drenaje, si se requiere.

Las geomembranas usadas en muros de contención proporcionan filtración adicional a la base estructural, permeabilidad lateral, mejoramiento de la resistencia y módulo así como separación entre suelos.

### **Geomembranas de PVC**

El PVC o Cloruro de Polivinilo es un material polimérico formado por moléculas de etileno y una molécula de Cloro( $\text{CH}_2\text{-CHCL}$ ). El PVC se clasifica como un polímero termoplástico semicristalino que se caracteriza por tener sus cadenas moleculares alineadas al igual que los polietilenos.

Comparativamente con el Polietileno de Alta Densidad, y en términos generales la relación de cristalinidad entre ambos es la siguiente:

PVC ----- 30% Cristalinidad

HDPE ----- 70% Cristalinidad

#### **Así, un incremento en la cristalinidad produce:**

- Incremento de la rigidez o dureza
- Incremento de la resistencia al calor
- Incremento de la resistencia a la tracción
- Incremento de módulos
- Incremento de la resistencia química
- Disminución de la permeabilidad
- Disminución de la elongación
- Disminución de la flexibilidad
- Disminución de la resistencia al impacto
- Disminución de la resistencia al punzonamiento

Las geomembranas de PVC son fabricadas con resinas vírgenes, plastificantes, aditivos (tales como anti UV y para resistir, derivados del petróleo) y filtros en distintas proporciones las que en definitiva definen las aplicaciones o uso del material, tales como tuberías, perfiles o geomembranas. La densidad del PVC es de  $1,42 \text{ gr/cm}^3$ , su punto de fusión es de  $160 \text{ }^\circ\text{C}$  y la temperatura de servicio, de  $60 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Las geomembranas se caracterizan principalmente por su alta flexibilidad biaxial que le permite acomodarse a la superficie de apoyo incluso en asentamientos diferenciales importantes, y por mantener sus propiedades constantes en un amplio rango de

temperaturas. Tienen una alta resistencia al punzonamiento, abrasión y resistencia al desgarro.

Las geomembranas se fabrican mediante el sistema de calandrado, obteniéndose rollos de menor ancho comparado con el polietileno. Dada la flexibilidad del PVC es posible conformar paneles de variadas dimensiones los cuales son plegados como "acordeón" en las dos direcciones y montados sobre tablas de madera. El proceso de despliegue en obra es inverso al proceso de doblado de paneles, para lo cual es necesario ubicar el panel en la posición exacta del área a revestir de acuerdo con las instrucciones de despliegue que vienen en cada panel.

En general, las dimensiones de paneles son de 25 m x 25 m ó 50 m x 25 m, siendo los espesores típicos 0,3 – 0,42 – 0,5 y 0,75 mm.

Durante el proceso de fabricación es posible realizar un control de la geomembrana mediante un detector eléctrico de arco o chispa, mediante el cual se detecta inmediatamente la existencia de orificios en el producto terminado.

### **Geomembranas de Polietileno**

Las geomembranas son fabricadas con resinas vírgenes de polietileno, especialmente formuladas para manufacturar este tipo de producto. Dichas geomembranas se obtienen mediante el proceso de moldeado en cubierta plana o de extrusión-soplado. El control de calidad de las geomembranas comienza desde la fabricación del producto.

Durante la producción de cada rollo, continuamente se toman lecturas del espesor. Estas lecturas son usadas para establecer el máximo, mínimo y el espesor promedio de cada rollo. En cada línea de producción existe además un detector eléctrico de arco o chispa, mediante el cual se detecta inmediatamente la existencia de orificios en el producto terminado.

Las geomembranas de polietileno se unen únicamente mediante soldadura por termofusión o por extrusión – aporte, y en casos especiales por ultrasonido. Las geomembranas se producen en tres anchos nominales: 6,86 m, 7,32 m y 10,52 m.

Las geomembranas de Polietileno se pueden clasificar principalmente en dos grupos:

- Geomembranas de HDPE ( High Density Polyethylene)
- Geomembranas de LLDPE ó VFPE ( Lineal Low Density Polyethylene o Very Flexible Polyethylene)

### **Geomembranas de baja densidad lineal (LLDPE)**

Geomembranas fabricadas con resina de polietileno de mediana densidad (Very Flexible Polyethylene VFPE) lo cual hace que posea mayor flexibilidad, mayor resistencia al punzonamiento y una gran capacidad de elongación.

Estas geomembranas se fabrican en espesores de: 0,50 – 0,75 – 1,00 – 1,50 – 2,00 – 2,50 (mm).

## Tipos de geomembranas

**Geomembrana Lisa:** esta geomembrana es el estándar para los revestimientos industriales.

**Geomembrana Texturada:** posee una (o ambas) superficie rugosa (s), con lo cual se aumenta el coeficiente de fricción entre la geomembrana y el material depositado y/o de la base.

**Geomembrana Blanca:** geomembrana fabricada con una capa de color blanco. La superficie blanca refleja la luz solar con lo cual se logra una reducción de las dilataciones y/o contracciones térmicas y una mayor facilidad para la inspección visual después de instalada o durante la instalación. Mantiene su resistencia a la radiación ultravioleta.

**Geomembrana Conductiva:** es una geomembrana con una finísima superficie de carbón electro-conductora, que permite detectar orificios con el control de arco eléctrico. Utilizada en proyectos donde es imprescindible la comprobación de la integridad de la misma y la localización de perforaciones en terreno.

**Geomembranas flexibles para la construcción de sistemas de contención y barreras impermeables.**

- Geomembranas lisas y texturizadas.
- Geomembranas de polietileno (HDPE, LDPE, LLDPE).
- Geomembranas de polipropileno reforzado (PPR).
- Geomembranas coextruídas (COEX).
- Geomembranas en espesores de 0,25 hasta 3mm.
- Geomembranas en anchos de 2,15 hasta 12m.
- Geomembranas de compuesto de arcilla y bentonita (GCL).
- Geomembranas fabricadas en varios colores.
- Membranas líquidas.
- Membranas y perfiles de anclaje para concreto.

## Funciones de la Geomembrana

**Drenaje.-** garantizar el transporte de agua y gases en el plano y a través de la geomembrana, manteniendo una estabilidad mecánica e hidráulica en el tiempo.

**Separación de materiales.-** disminuir en forma permanente la mezcla de materiales con diferentes características.

**Protección.-** tiene relación tanto con el control de la erosión como con la protección de sistemas de impermeabilización con geomembranas.

**Estabilización.-** aporte de refuerzo y mejores condiciones tanto para el desarrollo de los trabajos de estabilización como para su vida útil posterior.

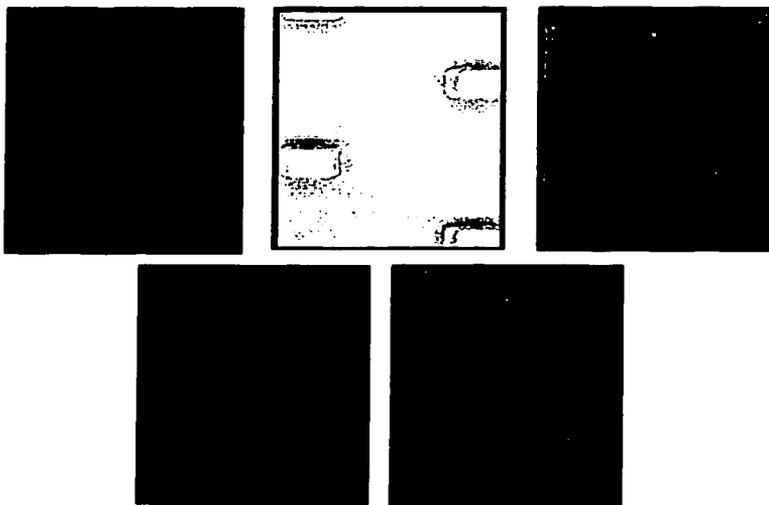


Fig. III.3.1 Tipos de geomembranas flexibles

### III.4 GEOREDES

TENAX TNT es una serie completa de geocompuestos con alta capacidad de drenaje, producidos por una combinación de geotextiles y georedes TENAX.

La combinación de geotextil (acción filtrante) y geored (drenaje y distribución de cargas) ofrece un sistema completo filtro-dreno-protectivo, muy compacto y fácil de instalar.

Es posible utilizar TENAX TNT entre el suelo existente y la capa superior de material granular compactado.

Estas georedes permiten la separación de dos suelos distintos, evitando la combinación entre grava y arcilla, además de prevenir la acumulación de agua y mantener una base bien drenada.

Georedes de polietileno fabricadas especialmente para la Ingeniería Civil, en recuperación y estabilización de terrenos.

- Adaptables por su flexibilidad a cualquier tipo de terreno.
- Ligeras, lo que facilita el trabajo.
- Imputrescibles, resistentes al ataque de bacterias, hongos, etc.

- Estables entre  $-60^{\circ}\text{C}$  y  $100^{\circ}\text{C}$ .
- Resistentes a la acción de las sales, ácidos y álcalis que se encuentren en los suelos, aglomerados asfálticos y hormigones.
- Resistentes a los rayos Uv por largo tiempo.

**POLIETILENO BAJA DENSIDAD (LDPE).**

Para protección y estabilización de taludes y márgenes en terrenos erosionados.  
Reverdecimiento de taludes en carreteras.

Medidas: 2x30 metros.

**POLIETILENO ALTA DENSIDAD (HDPE).**

Estabilización de suelos en caminos forestales y agrícolas.

Estabilización de taludes gran pendiente.

Refuerzo de pavimentos de hormigón.

Estabilización de tierras en construcción de diques.

Recuperación orillas erosionadas por cursos de agua.

Medidas: 2x30 metros.

**POLIETILENO ALTA DENSIDAD (HDPE).**

Refuerzo para áreas de césped que estén sometidas al paso de personas e incluso de vehículos, con el consiguiente ahorro de costos de mantenimiento.

Estabilización de taludes y terraplenes.

Medidas: 2x30 metros.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## IV.- ANALISIS DE ALTERNATIVAS Y SUS CALCULOS

### IV.1 MUROS DE CONCRETO.

Al diseñar muros de retención, un ingeniero debe suponer algunas de las dimensiones, lo que se llama *proporcionamiento* o *dimensionamiento*, que permite al ingeniero revisar las secciones de prueba por estabilidad. Si las revisiones por estabilidad dan resultados no deseados, las secciones se cambian y vuelven a revisarse. La figura IV.1.1 muestra las proporciones generales de varias componentes de muros de retención usados para las revisiones iniciales.

Note que la parte superior del cuerpo de cualquier muro de retención debe ser mayor a 0,3 m para colocar apropiadamente el concreto. La profundidad,  $D$ , hasta la base de la losa debe tener por lo menos 0,6 m. Sin embargo, el fondo de la losa de base debe situarse por debajo de la línea de congelamiento estacional.

Para muros de retención con contrafuertes, la proporción general del cuerpo y la losa de base es la misma que para muros en voladizo. Sin embargo, las losas de los contrafuertes deben tener aproximadamente 0,3 m de espesor y estar espaciadas a distancias centro a centro de entre  $0,3H$  y  $0,7H$ .

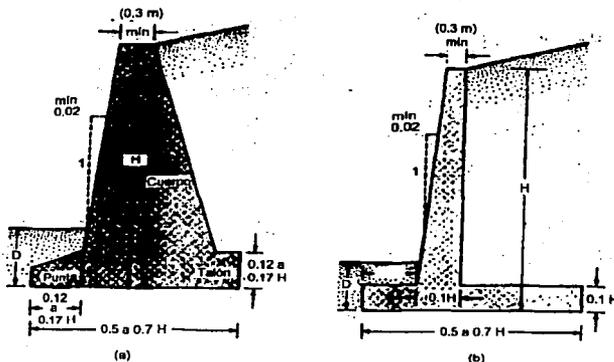


Fig. IV.1.1 Dimensionamiento de muros de concreto

### APLICACIÓN DE LAS TEORÍAS DE LA PRESIÓN LATERAL DE TIERRA AL DISEÑO

Para usar esas teorías en el diseño, un ingeniero debe hacer varias suposiciones simples. En el caso de muros en voladizo, el uso de la teoría de la presión de Rankine para revisiones de estabilidad, implica dibujar una línea vertical  $AB$  por el punto  $A$ , como muestra la figura IV.1.2a (que se localiza en el borde del talón de la losa de base). Se supone que la condición activa de Rankine existe a lo largo del plano vertical  $AB$ .

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

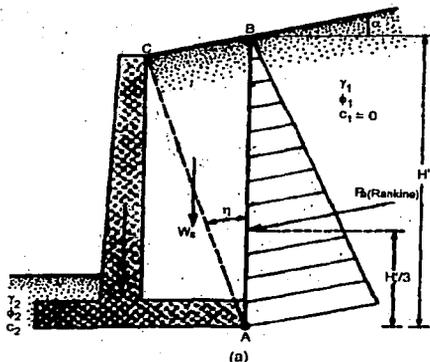


Fig. IV.1.2 Hipótesis para la determinación de la presión lateral de la tierra (a) muro en voladizo

Las ecuaciones de la presión activa de tierra de Rankine entonces se usan para calcular la presión lateral sobre la cara AB. En el análisis de estabilidad del muro, deben tomarse en consideración la fuerza  $P_{a(Rankine)}$ , el peso,  $W_s$ , del suelo arriba del talón y el peso,  $W_c$ , del concreto. La hipótesis para el desarrollo de la presión activa de Rankine a lo largo de la cara frontal AB es teóricamente correcta si la zona de corte limitada por la línea AC no es obstruida por el cuerpo del muro. El  ngulo  $\eta$ , que la línea AC forma con la vertical es un tipo similar de análisis se usa para muros de gravedad, como muestra la figura IV.1.2b.

$$\eta = 45 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi}{2} - \text{sen}^{-1} \left( \frac{\text{sen} \alpha}{\text{sen} \phi} \right) \tag{Ec. IV.1.1}$$

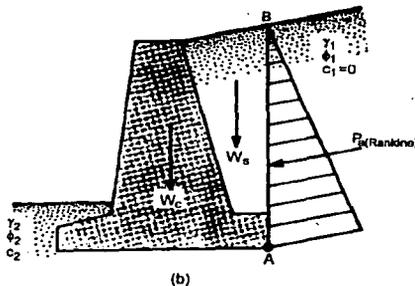


Fig. IV.1.2 (b) Muro de gravedad

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Sin embargo, la teoría de Coulomb también se usa, como muestra la figura IV.1.2c. Si aplica la teoría de la presión activa de Coulomb, las únicas fuerzas por considerarse son  $P_{a(\text{Coulomb})}$  y el peso,  $W_c$  del muro.

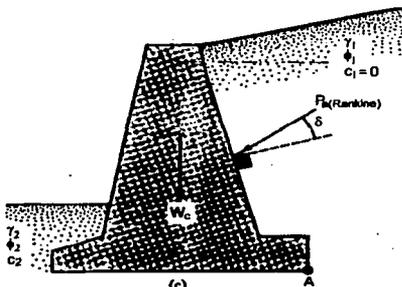


Fig. IV.1.2 (c) continuación del muro de gravedad

Si se usa la teoría de la presión de tierra de Coulomb, será necesario conocer el rango del ángulo  $\delta$  de fricción del muro con varios tipos de material de relleno. Se dan a continuación algunos rangos del ángulo de fricción del muro de mampostería o de concreto en la tabla IV.1.

Tabla IV.1 Tabla de materiales de relleno

Material de Relleno	Rango de $\delta$ (grados)
Grava	27 - 30
Arena gruesa	20 - 28
Arena fina	15 - 25
Arcilla firme	15 - 20
Arcilla limosa	12 - 16

En el caso de muros de retención ordinarios no se encuentran problemas de nivel freático y por consiguiente de presión hidrostática. Siempre se toman medidas respecto al drenaje de los suelos retenidos.

En varios casos de muros de retención pequeños se usan cartas semiempíricas para evaluar la presión lateral de la tierra.

#### REVISIONES DE LA ESTABILIDAD

Para revisar la estabilidad de un muro de retención, son necesarios los siguientes pasos:

1. Revisión por volteo respecto a la punta
2. Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base
3. Revisión por falla de capacidad de carga de la base
4. Revisión por asentamiento
5. Revisión por estabilidad de conjunto

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Esta sección describe el procedimiento para revisar el volteo y el deslizamiento así como la falla por capacidad de carga.

### Revisión por volteo

La figura IV.1.3 muestra las fuerzas que actúan sobre un muro en voladizo y uno de gravedad, con base en la suposición de que la presión activa de Rankine actúa a lo largo de un plano vertical AB dibujado por el talón  $P_p$  es la presión pasiva de Rankine; recuerde que su magnitud es:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2 \sqrt{K_p} D \quad (\text{Ec. IV.1.2})$$

donde  $\gamma_2$  = peso específico del suelo en frente del talón y bajo la losa de base.

$K_p$  = coeficiente de presión pasiva de Rankine =  $\tan^2(45 + \phi_2/2)$ .

$c_2, \phi_2$  = cohesión y ángulo de fricción del suelo, respectivamente.

El factor de seguridad contra volteo respecto a la punta, es decir; respecto al punto C en la figura IV.1.3, se expresa como

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \quad (\text{Ec. IV.1.3})$$

donde  $\sum M_0$  = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro respecto al punto C

$\sum M_R$  = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto al punto C

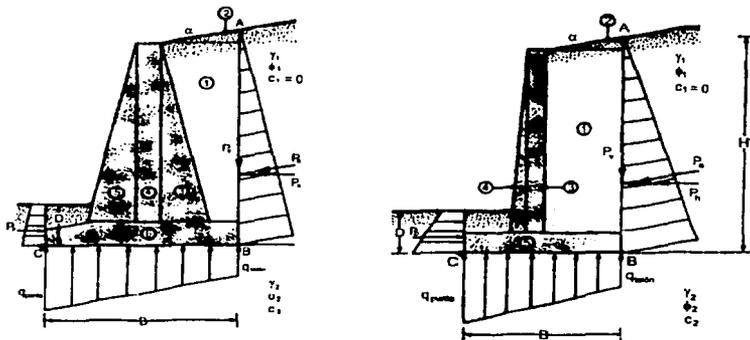


Fig. IV.1.3 Revisión de volteo; se supone que es válida la presión de Rankine

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

El momento de volteo es

$$\sum M_o = P_h \left( \frac{H'}{3} \right) \quad (\text{E. IV.1.4})$$

Donde

$$P_h = P_a \cos \alpha$$

Para el cálculo del momento resistente,  $\Sigma M_R$  (despreciando  $P_p$ ), se prepara una tabla que describa la sección, el área, longitud del muro brazo de momento y el momento en el punto que se este calculando (como la IV.1.1). El peso del suelo arriba del talón y el peso del concreto (o mampostería) son fuerzas que contribuyen al momento resistente. Note que la fuerza  $P_v$  también contribuye aquí.  $P_v$  es la componente vertical de la fuerza activa  $P_a$ . O

$$P_v = P_a \text{sen} \alpha$$

El momento de la fuerza  $P_v$  respecto a C es

$$M_v = P_v B = P_a \text{sen} \alpha B \quad (\text{Ec. IV.1.5})$$

donde B = ancho de la losa de base

TABLA IV.1.1 Ejemplo del procedimiento para el cálculo de  $\Sigma M_R$

Sección (1)	Area (2)	Peso/unidad de longitud de muro (3)	Brazo de momento medido desde un punto (4)	Momento respecto a un punto (5)
1	$A_1$	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	$X_1$	$M_1$
2	$A_2$	$W_2 = \gamma_2 \times A_2$	$X_2$	$M_2$
3	$A_3$	$W_3 = \gamma_3 \times A_3$	$X_3$	$M_3$
4	$A_4$	$W_4 = \gamma_4 \times A_4$	$X_4$	$M_4$
5	$A_5$	$W_5 = \gamma_5 \times A_5$	$X_5$	$M_5$
6	$A_6$	$W_6 = \gamma_6 \times A_6$	$X_6$	$M_6$
	$P_v$			
	$\Sigma V$			

Nota:  $\gamma_1$  = peso específico del relleno

$\gamma_c$  = peso específico del concreto

Una vez conocido  $\Sigma M_R$ , el factor de seguridad se calcula como

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_a \cos \alpha (H'/3)} \quad (\text{Ec. IV.1.6})$$

El valor usual mínimo deseable para el factor de seguridad con respecto al volteo es 2 ó 3.

Algunos ingenieros prefieren determinar el factor de seguridad contra el volteo con

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{P_a \cos \alpha (H'/3) - M_v} \quad (\text{Ec. IV.1.7})$$

### Revisión por deslizamiento a lo largo de la base

El factor de seguridad contra deslizamiento se expresa por la ecuación

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} \quad (\text{Ec. IV.1.8})$$

donde  $\sum F_R$  = suma de las fuerzas horizontales resistentes  
 $\sum F_d$  = suma de las fuerzas horizontales de empuje

La figura IV.1.4 indica que la resistencia cortante del suelo inmediatamente abajo de la losa se representa como

$$s = \sigma \tan \delta + c_a \quad (\text{Ec. IV.1.9})$$

donde  $\delta$  = ángulo de fricción entre el suelo y la losa de base  
 $c_a$  = adhesión entre el suelo y la losa de base

La fuerza resistente máxima que se obtiene del suelo por unidad de longitud del muro a lo largo del fondo de la losa de base es entonces

$R' = s(\text{área de la sección transversal}) = s(B \times 1) = B \sigma \tan \delta + Bc_a$

Sin embargo,  $B\sigma$  = suma de las fuerzas verticales =  $\sum V$  por lo que

$$R' = (\sum V) \tan \delta + Bc_a \quad (\text{Ec. IV.1.10})$$

La figura IV.1.4 muestra que la fuerza pasiva  $P_p$  es también una fuerza resistente horizontal. Por consiguiente

$$\sum F_R = (\sum V) \tan \delta + Bc_a + P_p \quad (\text{Ec. IV.1.11})$$

La única fuerza horizontal que tenderá a generar un deslizamiento (fuerza de empuje) es la componente horizontal de la fuerza activa  $P_a$ , por lo que

$$\sum F_d = P_a \cos \alpha \quad (\text{Ec. IV.1.12})$$

Combinando las ecuaciones (IV.1.8), (IV.1.11) y (IV.1.12) se obtiene

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V) \tan \delta + Bc_a + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (\text{Ec. IV.1.13})$$

En general, se requiere un factor de seguridad de 1,5 contra deslizamiento. En muchos casos la fuerza pasiva  $P_p$  es despreciada en el cálculo del factor de seguridad con respecto al deslizamiento. En general, escribimos  $\delta = k_1 \phi_2$  y  $c_a = k_2 c_2$ . En la mayoría de los casos,  $k_1$  y  $k_2$  están en el rango de  $\frac{1}{2}$  a  $\frac{3}{4}$ . Entonces

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V) \tan(k_1 \phi_2) + Bk_2 c_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (\text{Ec. IV.1.14})$$

En algunos casos, ciertos muros no dan un factor de seguridad deseado de 1,5 Para incrementar su resistencia, se usa un dentellón en la base, como el que se ilustra por líneas punteadas en la figura IV.1.4. Éstas indican que la fuerza pasiva en la punta sin el dentellón es

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D^2 K_p + 2c_2 D \sqrt{K_p} \quad (\text{Ec. IV.1.15})$$

Sin embargo, si se incluye un dentellón, la fuerza pasiva por unidad de longitud de muro es:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D_1^2 K_p + 2c_2 D_1 \sqrt{K_p}$$

donde  $K_p = \tan^2(45 + \phi_2/2)$

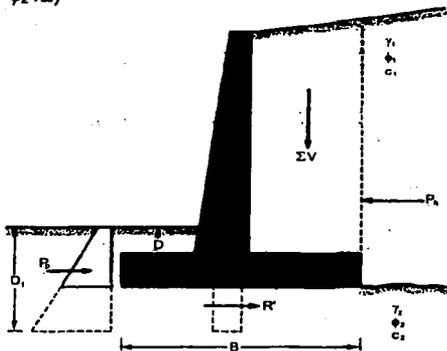


Fig. IV.1.4 Revisión por deslizamiento a lo largo de la base

Como  $D_1 > D$ , un dentellón obviamente ayudará a aumentar la resistencia pasiva en la punta y por tanto el factor de seguridad contra deslizamiento. Usualmente el dentellón se construye debajo del cuerpo y parte del acero principal de éste se lleva hasta el dentellón

Otra manera de incrementar el valor de  $FS_{(\text{deslizamiento})}$  es considerar la reducción del valor de  $P_a$  (vease la ec IV.1.14).

El análisis aquí se limita al caso en que el muro de retención tiene un relleno granular horizontal. En la figura IV.1.5, la fuerza activa,  $P_a$  es horizontal ( $\alpha = 0$ ), por lo que:

$$P_a \cos \alpha = P_a = P_a \quad \text{Y} \quad P_a \sin \alpha = P_v = 0$$

Sin embargo

$$P_o = P_{o(1)} + P_{o(2)}$$

(Ec. IV.1.16)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

La magnitud de  $P_{a(2)}$  se reduce si el talón del muro de retención se inclina como muestra la figura IV.1.5b. Para este caso,

$$P_a = P_{a(1)} + AP_{a(2)} \quad (\text{Ec. IV.1.17})$$

La magnitud de  $A$ , es válida para  $\alpha' = 45^\circ$  Sin embargo, note que en la figura IV.1.5a

$$P_{a(1)} = \frac{1}{2} \gamma_1 K_a (H' - D')^2 \quad \text{Y} \quad P_a = \frac{1}{2} \gamma_1 K_a H'^2$$

Por consiguiente

$$P_{a(2)} = \frac{1}{2} \gamma_1 K_a [H'^2 - (H' - D')^2]$$

Entonces, para el diagrama de presión activa mostrado en la figura IV.1.5b,

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_1 K_a (H' - D')^2 + \frac{1}{2} \gamma_1 K_a [H'^2 - (H' - D')^2] \quad (\text{Ec. IV.1.18})$$

Inclinarse el talón de un muro de retención es sumamente conveniente en algunos casos.

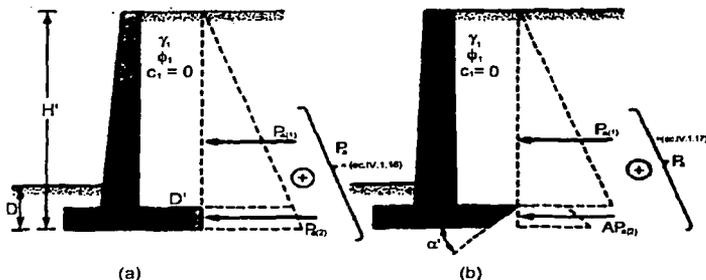


Fig. IV.1.5 Muro de contención con talón inclinado

### Revisión de la falla por capacidad de apoyo

La presión vertical, tal como es transmitida al suelo por la losa de base del muro de retención, debe revisarse contra la capacidad de carga última del suelo. La naturaleza de la variación de la presión vertical transmitida por la losa de base al suelo se muestra en la figura IV.1.6. Note que  $q_{\text{punta}}$  y  $q_{\text{talón}}$  son las presiones máxima y mínima que ocurren en los extremos de las secciones de la punta y del talón, respectivamente. Las magnitudes de  $q_{\text{punta}}$  y  $q_{\text{talón}}$  se determinan de la siguiente manera.

La suma de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa de base es  $\Sigma V$  y la fuerza horizontal es  $P_a \cos \alpha$ . Sea  $R$  la fuerza resultante.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$R = \sum V + (P_o \cos \alpha) \quad (\text{Ec. IV.1.19})$$

El momento neto de esas fuerzas respecto al punto C (figura IV.1.6) es

$$M_{\text{neto}} = \sum M_R - \sum M_o \quad (\text{Ec. IV.1.20})$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

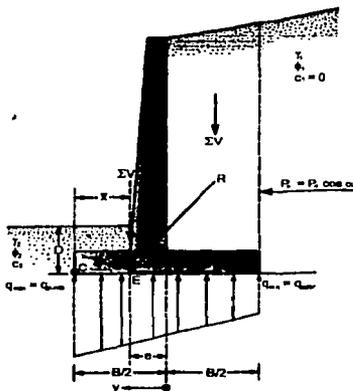


Fig. IV.1.6 Revisión de falla por capacidad de carga

Note que los valores de  $\sum M_R$  y  $\sum M_o$  fueron previamente determinados. Considere que la línea de acción de la resultante  $R$ , cruza la losa de base en  $E$ , como muestra la figura IV.1.6. La distancia  $CE$  es entonces

$$CE = \bar{X} = \frac{M_{\text{neto}}}{\sum V} \quad (\text{Ec. IV.1.21})$$

Por consiguiente, la excentricidad de la resultante  $R$ , se expresa como

$$e = \frac{B}{2} - CE \quad (\text{Ec. IV.1.22})$$

La distribución de presiones bajo la losa de base se determina usando los principios de la mecánica de materiales:

$$q = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{M_{\text{neto}} y}{I} \quad (\text{Ec. IV.1.23})$$

Donde  $M_{\text{neto}}$  = momento =  $(\sum V)e$   
 $I$  = momento de inercia por unidad de longitud de la sección base

$$= \frac{1}{12} (1) (B^2)$$

Para las presiones máxima y mínima, el valor  $q$  en la ecuación (IV.1.23) es igual a  $B/2$  sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (IV.1.23), se obtiene

$$q_{\max} = q_{\text{presión}} = \frac{\sum V}{(B)(1)} + \frac{e(\sum V) \frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)(B^3)} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (\text{Ec. IV.1.24})$$

Similarmente,

$$q_{\min} = q_{\text{talón}} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad (\text{Ec. IV.1.25})$$

Note que  $\sum V$  incluye el peso del suelo, y que, cuando el valor de la excentricidad  $e$ , es mayor que  $B/6$ , que resulta negativa (ec. IV.1.19). Entonces tendrá algún esfuerzo de tensión en el extremo de la sección del talón; el esfuerzo no es deseable porque la resistencia a tensión del suelo es muy pequeña. Si el análisis de un diseño muestra que  $e > B/6$ , el diseño debe rehacerse y determinar nuevas dimensiones.

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (\text{Ec. IV.1.26})$$

donde

$$q = \gamma_2 D$$

$$B' = B - 2e$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D}{B'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 \frac{D}{B'}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi_2}\right)$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1} \left( \frac{P_o \cos \alpha}{\sum V} \right)$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Una vez que la capacidad última de apoyo del suelo fue calculada usando la ecuación (IV.1.26), el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga se determina:

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\max}} \quad (\text{Ec. IV.1.27})$$

Generalmente se requiere un factor de seguridad de 3, la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales ocurre para un asentamiento de aproximadamente 10% del ancho de la cimentación. En el caso de muros de retención, el ancho  $B$  es grande. Por consiguiente, la carga última  $q_u$  ocurrirá para un asentamiento bastante grande de la

cimentación. Un factor de seguridad de 3 contra una falla por capacidad por carga no garantiza, en todos los casos, que el asentamiento de la estructura quede dentro de límites tolerables, que requiere de una investigación más amplia.

## IV.2 MUROS DE MAMPOSTERIA.

Este cálculo está basado en el resultado de una investigación de las variables que intervienen en el dimensionamiento de muros de mampostería simple, mampostería reforzada.

Será necesario calcular todo muro de contención para que resista los empujes horizontales que hacen que el muro falle a:

1. Deslizamiento horizontal fig. IV.2.1a
2. Volcamiento fig. IV.2.1b
3. Flexión fig. IV.2.1c
4. Cortante fig IV.2.1d

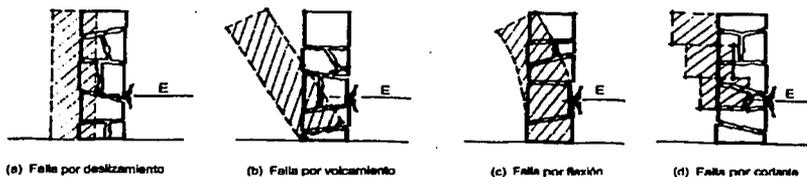


Fig. IV.2.1 Falias de muros de mampostería

Para evitar estas falias será necesario:

1. Para evitar que no se deslice el muro, se puede encajar en el suelo para que la resistencia del terreno y la adherencia con el suelo anulen el empuje  $E$  (Fig. IV.2.2).

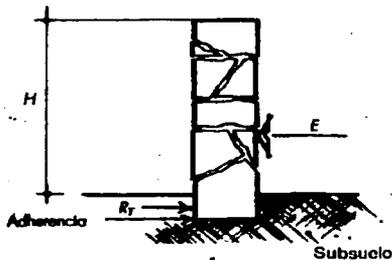


Fig. IV.2.2 Muro de mampostería enterrado para contrarrestar las fuerzas de adherencia y empuje

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

2. Para evitar el volcamiento, es necesario que la resultante de las cargas verticales y horizontales del empuje ( $E$ ), caiga dentro del tercio medio de la base (fig. IV.2.3). en algunas ocasiones, la resultante no incide dentro del tercio medio, siendo entonces necesario hacer más grueso el muro, o bien, inclinarlo (fig. IV.2.4, IV.2.5, IV.2.6 y IV.2.7)

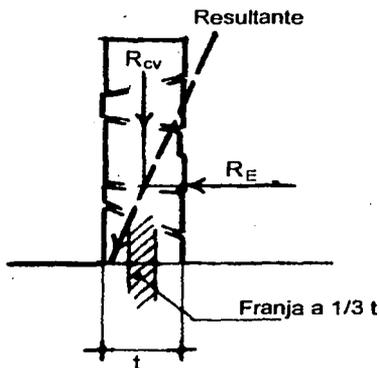


Fig. IV.2.3 La resultante de cargas verticales y horizontales incide dentro del tercio medio.

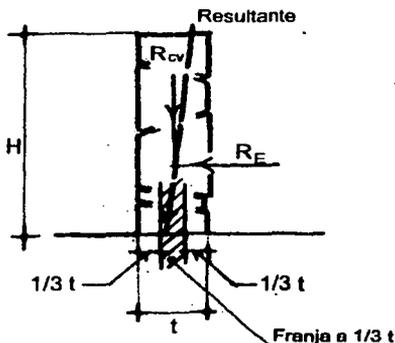


Fig. IV.2.4 La resultante no incide dentro del tercio medio. El muro fallará por volteo.

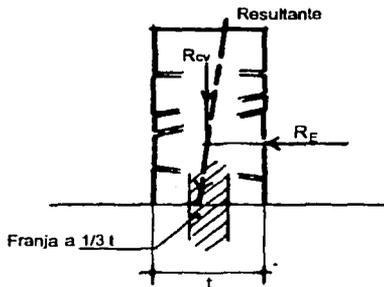


Fig. IV.2.5 El muro se hace más grueso con el fin de lograr que la resultante incida dentro del tercio medio de la base.

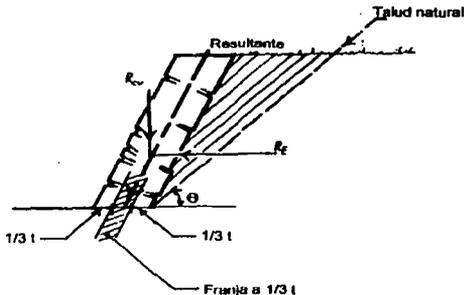


Fig. IV.2.6 Es una buena solución inclinar el muro. Pues mientras más nos acercamos a la inclinación del talud natural, menor será el empuje horizontal ( $E$ ) sobre el muro.

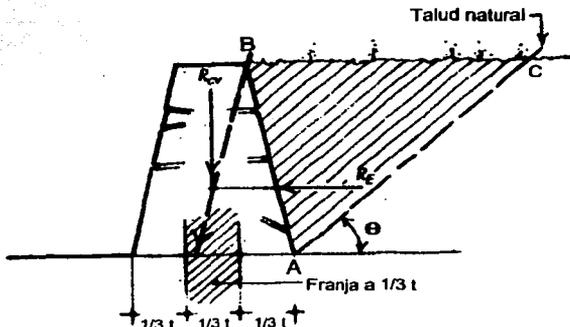


Fig. IV.2.7 La cuña de esfuerzos A, B, C, ejerce sobre el muro una presión mucho mayor que la que se muestra en la figura IV.2.3

3. La falla por flexión se evita si se le da al muro un adecuado espesor para que no se flexione (fig. IV.2.8 a, b).

Como el diafragma de presión es un triángulo con máximo esfuerzo en la base, se puede construir el muro en forma escalonada con mínimo espesor en la parte superior del muro.

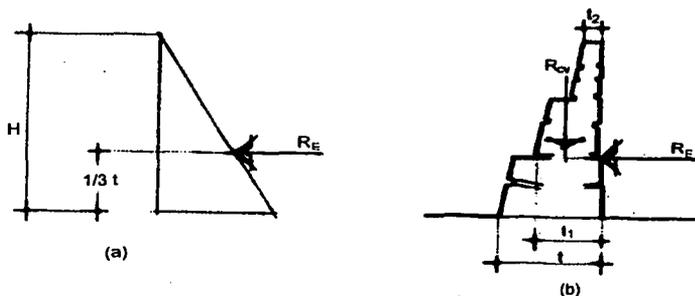


Fig. IV.2.8 (a) Diafragma de presión, (b) muro de contención escalonado

4. Para que el muro no falle a cortante, se deberá construir con un espesor adecuado, siguiendo el diafragma de presión que se indica en el punto 3.

El muro que aparece en la figura IV.2.9 sigue la gráfica del diagrama de presión, dado como resultado la construcción de un muro de contención muy recomendable.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

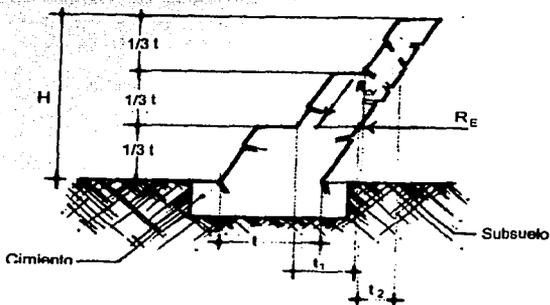


Fig. IV.2.9 Diagrama de presiones

Para construir el muro de contención será necesario, en primer lugar, detener la tierra para evitar deslaves, empleando para ello ataguías (fig. IV.2.10), o bien, dejando el talud natural del terreno mientras se construye el muro (fig. IV.2.11).

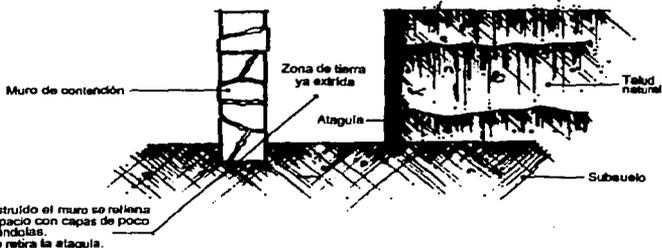
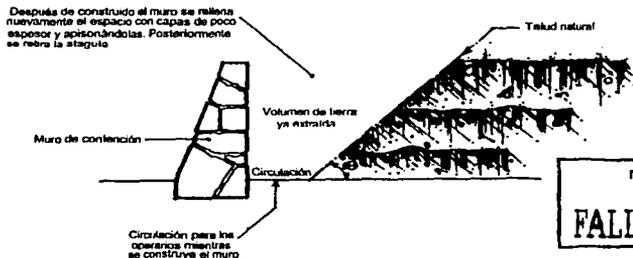


Fig. IV.2.10 construcción de muro de contención por medio de ataguías



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig. IV.2.11 Construcción de muro de contención dejando el talud natural

Cuando un muro de contención se encuentra sometido a empujes de tierra, la resultante de esos empujes se encontrará a  $\frac{1}{3}$  H sobre la base del muro. Su valor se obtiene con la fórmula:

$$E = 0.5H^2\gamma_t g^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2}\right) \quad , \quad \text{en Kg m}_{\text{lineal}} \quad (\text{Ec. IV.2.1})$$

Se puede calcular también con la fórmula dada por Ranking, que dice:

$$E = \frac{1 - \text{sen } \theta}{1 + \text{sen } \theta} \cdot \frac{H^2 \gamma_t}{2} \quad (\text{Ec. IV.2.2})$$

H = altura total del muro;

$\gamma_t$  = peso volumétrico de la tierra, y

$\theta$  = ángulo de reposo del material a sostener

Los resultados que se obtienen con ambas fórmulas son prácticamente iguales.

La experiencia nos dice que en un muro de contención de piedra o de tabique no deberán presentarse esfuerzos de tracción (tensiones) en ninguna de las secciones horizontales del muro, y que la compresión máxima no deberá exceder el coeficiente de trabajo para dicha mampostería. Sin embargo, cuando se utiliza un buen mortero (cemento - arena en proporción 1:4), se podrá aceptar un esfuerzo de tracción no mayor de  $(1,2 \text{ kg/cm}^2)$ . Recuérdese que el reglamento del D.F. considera nula la resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión. Hay autores, entre ellos Navier, que dan directamente el espesor del muro aplicando la fórmula:

para muros con paramentos verticales.

$$e_m = 0.6Htg \left(45^\circ - \frac{\theta}{2}\right) \sqrt{\frac{\gamma_t}{\gamma_m}} \quad (\text{Ec. IV.2.3})$$

Si el muro se construye con talud, el autor Vicente Pérez recomienda utilizar la fórmula:

$$e_m = 0.8Htg \left(45^\circ - \frac{\theta}{2}\right) \sqrt{\frac{\gamma_t}{\gamma_m}} \quad (\text{Ec. IV.2.4})$$

Para el cálculo rápido, el espesor del muro puede obtenerse con la fórmula:

$$e_m = \frac{H}{3} \quad \text{Siendo } e_m \text{ el espesor del muro.} \quad (\text{Ec. IV.2.5})$$

Se recomienda que el muro tenga como mínimo un espesor de 30 cm en su parte superior.

### IV.3 MUROS DE TABLAESTACAS.

Los dos métodos básicos de diseño de tablaestacas ancladas son (a) de soporte libre y (b) de soporte empotrado. La figura IV.3.1 muestra la naturaleza supuesta de la deflexión de las tablaestacas en los dos sistemas.

El método de soporte libre implica una profundidad de penetración mínima. Debajo de la línea de dragado no existe un punto pivote para el sistema est tico. La variación del momento flexionante con la profundidad para ambos métodos se muestra también en la figura IV.3.1. Note que

$$D_{\text{libre}} < D_{\text{fija}}$$

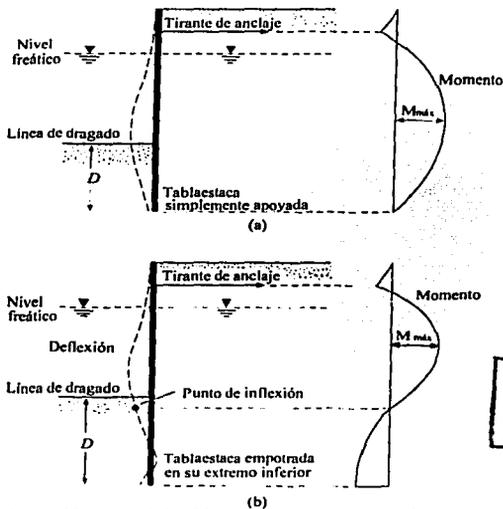


Fig. IV.3.1 Variación de la deflexión y del momento en tablaestacas ancladas: (a) método de soporte libre; (b) método de soporte empotrado

### CALCULO DE TABLAESTACAS EN VOLADIZO EN SUELOS ARENOSOS

Para desarrollar las relaciones para la profundidad apropiada de empotramiento de tablaestacas hincadas en suelo granular; nos referiremos a la figura IV.3.2a. El suelo retenido por la tablaestaca arriba de la línea de dragado también es arena. El nivel freático est  a una profundidad  $L_1$  debajo de la parte superior del muro. Sea  $\phi$  el ángulo de fricción de la arena. La intensidad de la presión activa a una profundidad  $z = L_1$  es

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$P_1 = \gamma L_1 K_a \quad (\text{Ec. IV.3.1})$$

Donde

$K_a$  = coeficiente de la presión activa de Rankine =  $\tan^2(45 - \phi/2)$   
 $\gamma$  = peso específico del suelo arriba del nivel freático

Similarmente, la presión activa a la profundidad  $z = L_1 + L_2$  (es decir, al nivel de línea de dragado) es

$$P_2 (\gamma L_1 + \gamma L_2) K_a \quad (\text{Ec. IV.3.2})$$

Donde

$\gamma'$  = peso específico efectivo del suelo =  $\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$

Note que al nivel de la línea de dragado, las presiones hidrostáticas en ambos lados del muro tienen la misma magnitud y se cancelan entre sí.

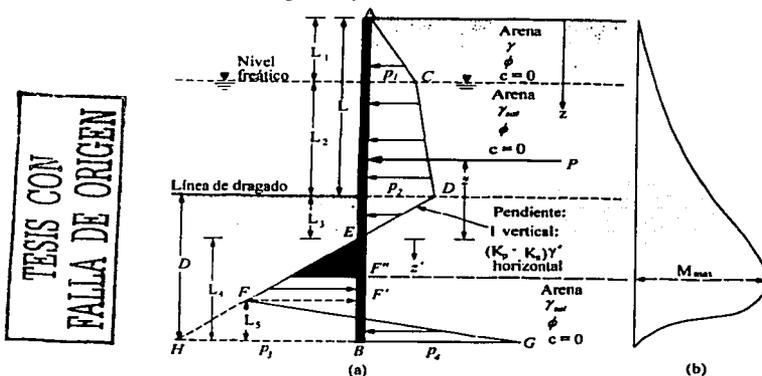


Fig. IV.3.2 Tablaestaca hincada en arena: (a) variación del diagrama de presión neta; (b) variación del momento

Para determinar la presión lateral neta debajo de la línea de dragado hasta el punto de rotación O, como muestra la figura IV.3.3a, un ingeniero tiene que considerar la presión pasiva que actúa del lado izquierdo (lado del agua) hacia el lado derecho (lado de la tierra) y también la presión activa que actúa del lado derecho hacia el lado izquierdo del muro. Para tales casos, ignorando la presión hidrostática en ambos lados del muro, la presión activa a la profundidad  $z$  es

$$P_o = [\gamma L_1 + \gamma L_2 + \gamma'(Z - L_1 - L_2)] K_a \quad (\text{Ec. IV.3.3})$$

La presión pasiva a la profundidad  $z$  es.

$$P_p = \gamma'(Z - L_1 - L_2)K_p \quad (\text{Ec. IV.3.4})$$

donde  $K_p$  = coeficiente de la presión pasiva de Rankine  $\tan^2(45 + \phi/2)$

Por consiguiente, combinando las Ecs. (IV.3.3) y (IV.3.4) se obtiene la presión lateral neta:

$$P = P_a - P_p = (\gamma L_1 + \gamma L_2)K_a - \gamma'(Z - L_1 - L_2)(K_p - K_a) \quad (\text{Ec. IV.3.5})$$

$$= P_2 - \gamma'(Z - L)(K_p - K_a)$$

donde  $L = L_1 + L_2$

La presión neta  $P$ , es igual a cero a la profundidad  $L_3$  debajo de la línea de dragado, por lo que

$$P_2 - \gamma'(Z - L)(K_p - K_a) = 0$$

ó

$$(Z - L) = L_3 = \frac{P_2}{\gamma'(K_p - K_a)} \quad (\text{Ec. IV.3.6})$$

La ecuación (IV.3.6) indica que la pendiente de la línea DEF de la distribución neta de presión es de 1 vertical contra  $(K_p - K_a)\gamma'$  horizontal, por lo que en el diagrama de presión es

$$HB = P_3 = L_4(K_p - K_a)\gamma' \quad (\text{Ec. IV.3.7})$$

En el fondo de la tablaestaca, la presión pasiva,  $P_p$ , actúa de derecha a izquierda y la presión activa actúa de izquierda a derecha de la tablaestaca, por lo que, en  $z = L + D$ ,

$$P_p = (\gamma L_1 + \gamma L_2 + \gamma D)K_p \quad (\text{Ec. IV.3.8})$$

A la misma profundidad

$$P_a = \gamma' D K_a \quad (\text{Ec. IV.3.9})$$

Por consiguiente, la presión lateral neta en el fondo de la tablaestaca es

$$\begin{aligned} P_p - P_a &= P_3 = (\gamma L_1 - \gamma L_2)K_p + \gamma D(K_p - K_a) \\ &= (\gamma L_1 - \gamma L_2)K_p + \gamma L_3(K_p - K_a) + \gamma L_4(K_p - K_a) \\ &= P_3 + \gamma L_4(K_p - K_a) \end{aligned} \quad (\text{Ec. IV.3.10})$$

$$P_3 = (\gamma L_1 + \gamma L_2)K_p + \gamma L_3(K_p - K_a) \quad (\text{Ec. IV.3.11})$$

donde

$$D = L_3 + L_4 \quad (\text{Ec. IV.3.12})$$

Para la estabilidad del muro se aplican los principios de la estática:

$\Sigma$  de fuerzas horizontales por unidad de longitud del muro = 0, y

$\Sigma$  de momentos de las fuerzas respecto al punto B por unidad de longitud de muro = 0

Para la suma de las fuerzas horizontales, el área del diagrama de presiones en la figura IV.3.2.

ACDE - área de EFHB + área de FHBG = 0 ó

$$P - 1/2 P_3 L_4 + 1/2 L_5 (P_3 + P_4) = 0 \quad (\text{Ec. IV.3.13})$$

donde P = área del diagrama de presiones ACDE

Sumando los momentos de todas las fuerzas respecto al punto B, se obtiene

$$P(L_4 + Z) - (1/2 L_4 P_3)(L_4/3) + 1/2 L_5 (P_3 + P_4)(L_5/3) = 0 \quad (\text{Ec. IV.3.14})$$

De la Ec. (IV.3.13),

$$L_5 = \frac{P_3 L_4 - 2P}{P_3 + P_4} \quad (\text{Ec. IV.3.15})$$

Combinando las ecuaciones (IV.3.7), (IV.3.10), (IV.3.14) y (IV.3.15) y simplificando, obtenemos la siguiente ecuación de cuarto grado en términos de L4:

$$L_4^4 + A_1 L_4^3 - A_2 L_4^2 - A_3 L_4 - A_4 = 0 \quad (\text{Ec. IV.3.16})$$

$$A_1 = \frac{P_3}{\gamma'(K_p - K_a)} \quad (\text{Ec. IV.3.17})$$

$$A_2 = \frac{8P}{\gamma'(K_p - K_a)} \quad (\text{Ec. IV.3.18})$$

$$A_3 = \frac{6P[2z\gamma'(K_p - K_a) + P_3]}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2} \quad (\text{Ec. IV.3.19})$$

$$A_4 = \frac{P(6zP_3 + 4P)}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2} \quad (\text{Ec. IV.3.20})$$

### Procedimiento paso a paso para obtener el diagrama de presiones

Con base en la teoría precedente, el procedimiento paso a paso para obtener el diagrama de presión para una tablaestaca en suelo granular es como sigue:

1. Calcule  $K_a$  y  $K_p$ .
2. Calcule  $P_1$  [ecuación (IV.3.1)] y  $P_2$  [ecuación (IV.3.2)]. Nota  $L_1$  y  $L_2$  serán dadas.
3. Calcule  $L_3$  [ecuación (IV.3.6)].
4. Calcule  $P$ .
5. Calcule  $\bar{Z}$  (es decir, el centro de presión del área ACDE) tomando momentos respecto a E.
6. Calcule  $P_5$  [ecuación IV.3.11].
7. Calcule  $A_1, A_2, A_3$  y  $A_4$  [ecuaciones (IV.3.17) a la (IV.3.20)].
8. Resuelva la ecuación (IV.3.16) por tanteos para determinar  $L_4$ .
9. Calcule  $P_4$  [ecuación (IV.3.10)].
10. Calcule  $P_3$  [ecuación (IV.3.7)].
11. Obtenga  $L_5$  de la ecuación (IV.3.15).
12. Dibuje el diagrama de distribución de presiones como el que muestra la figura IV.3.2a.
13. Obtenga la profundidad teórica [ecuación (IV.3.12)] de penetración  $L_3+L_4$ . La profundidad real de penetración se incrementa entre 20% y 30%.

Nota: Algunos ingenieros prefieren usar un factor de seguridad al principio, en el coeficiente de presión pasiva de la tierra. En ese caso, en el paso 1

$$K_{P(diseño)} = \frac{K_p}{FS} \quad \text{donde } FS = \text{factor de seguridad (usualmente entre 1,5 y 2)}$$

Para este tipo de análisis, siga los pasos 1-12 con el valor de  $K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$  y  $K_p(diseño)$  (en vez de  $K_p$ ). La profundidad real de penetración se determina sumando  $L_3$ , obtenida del paso 3, y  $L_4$ , obtenida del paso 8.

### Cálculo del momento flexionante máximo

La variación del momento flexionante para un muro de tablaestaca en voladizo a muestra en la figura IV.3.2b. El momento máximo ocurre entre los puntos E y F'. Para tener el momento máximo ( $M_{max}$ ) por unidad de longitud de tablaestaca se requiere la determinación del punto con fuerza cortante nula. Para un nuevo eje  $z'$  (con origen en el punto E) se tiene, para fuerza cortante nula,

$$P = 1/2(z')^2(K_p - K_a)\gamma' \quad \text{ó}$$

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{(K_p - K_a)\gamma'}}$$

(Ec. IV.3.21)

Una vez determinado el punto de fuerza cortante nula punto F' en la figura IV.3.2 la magnitud del momento máximo se obtiene como

$$M_{max} = P(z + z') - \left[ \frac{1}{2} \gamma z'^2 (K_p - K_a) \right] \left[ \left( \frac{1}{3} \right) z' \right] \quad \text{(Ec. IV.3.22)}$$

El perfil necesario de la tablaestaca se proporciona entonces de acuerdo con el esfuerzo permisible de flexión del material, o

$$S = \frac{M_{\max}}{\sigma_{adm}} \quad (\text{Ec. IV.3.23})$$

donde  $S$  = módulo de sección de la tablaestaca por unidad de longitud de la estructura  
 $\sigma_{adm}$  = esfuerzo admisible de flexión de la tablaestaca

## CALCULO MATEMATICO PARA CASOS ESPECIALES DE MUROS EN VOLADIZO (SUELO ARENOSO)

### Caso 1: Tablaestacado en ausencia de un nivel freático

En ausencia de un nivel freático, el diagrama de presión neta sobre el tablaestacado en voladizo será como muestra la figura IV.3.3) que es una versión modificada de la figura IV.3.2 en este caso es.

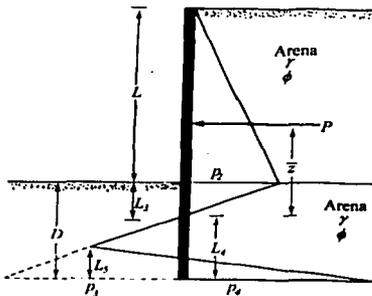


Fig. IV.3.3 Tablaestaca hincada en un suelo arenoso en ausencia de un nivel freático

$$P_2 = \gamma L K_a \quad (\text{Ec. IV.3.24})$$

$$P_3 = L_4 (K_p - K_a) \gamma \quad (\text{Ec. IV.3.25})$$

$$P_4 = P_3 + \gamma L_4 (K_p - K_a) \quad (\text{Ec. IV.3.26})$$

$$P_5 = \gamma L K_p + \gamma L_3 (K_p - K_a) \quad (\text{Ec. IV.3.27})$$

$$L_3 = \frac{P_2}{\gamma (K_p - K_a)} = \frac{L K_a}{(K_p - K_a)} \quad (\text{Ec. IV.3.28})$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$P = 1/2 P_2 L + 1/2 P_2 L_3 \quad (\text{Ec. IV.3.29})$$

$$z = L_3 + \frac{L}{3} = \frac{LK_a}{K_p - K_a} + \frac{L}{3} = \frac{L(2K_a + K_p)}{3(K_p - K_a)} \quad (\text{Ec. IV.3.30})$$

y la Ec. IV.3.16 se transforma en

$$L_4^2 + A_1' L_4^2 - A_2' L_4^2 - A_3' L_4 - A_4' = 0 \quad (\text{Ec. IV.3.31})$$

donde

$$A_1' = \frac{P_3}{\gamma(K_p - K_a)} \quad (\text{Ec. IV.3.32})$$

$$A_2' = \frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)} \quad (\text{Ec. IV.3.33})$$

$$A_3' = \frac{6P[2z\gamma(K_p - K_a) + P_3]}{\gamma^2(K_p - K_a)^2} \quad (\text{Ec. IV.3.34})$$

$$A_4' = \frac{P(6zP_3 + 4P)}{\gamma^2(K_p - K_a)^2} \quad (\text{Ec. IV.3.35})$$

### Caso 2: Tablaestacado en voladizo libre

La figura IV.3.4 muestra un tablaestacado en voladizo libre en suelo arenoso y sometido a una línea de carga  $P$  por unidad de longitud del tablaestacado. Para este caso

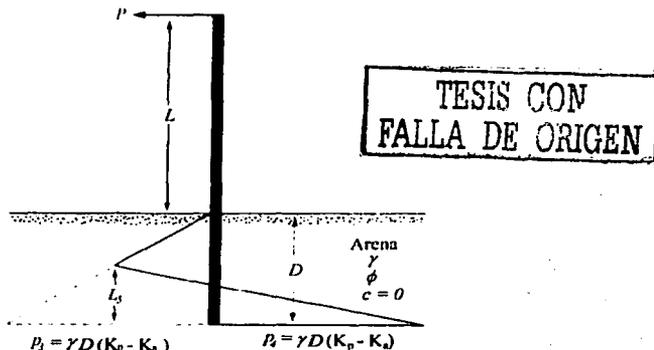


Fig. IV.3.4 Tablaestaca en voladizo libre hincada en un estrato de arena

$$D^4 - \left[ \frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)} \right] D^2 - \left[ \frac{12PL}{\gamma(K_p - K_a)} \right] D - \left[ \frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)} \right]^2 = 0 \quad (\text{Ec. IV.3.36})$$

$$y \quad L_s = \frac{\gamma(K_p - K_a)D^2 - 2P}{2D(K_p - K_a)\gamma} \quad (\text{Ec. IV.3.37})$$

$$M_{\max} = P(L + z') - \frac{\gamma z'^3(K_p - K_a)}{6} \quad (\text{Ec. IV.3.38})$$

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{\gamma'(K_p - K_a)}} \quad (\text{Ec. IV.3.39})$$

### CALCULO DE TABLAESTACA EN VOLADIZO EN ARCILLA

En algunas ocasiones, las tablaestacas deben hincarse en un estrato de arcilla que tiene una cohesión  $c$  no drenada (concepto  $\phi = 0$ ). El diagrama neto de presiones será algo diferente del mostrado en la figura IV.3.2a. La figura IV.3.5 muestra una tablaestaca en voladizo hincada en arcilla con un relleno de suelo granular arriba del nivel de la línea de dragado. El nivel freático está a una profundidad  $L_1$  debajo de la parte superior de la tablaestaca. Igual que antes, las ecuaciones (IV.3.1) y (IV.3.2) dan la intensidad de las presiones netas  $P_1$  y  $P_2$  y entonces se dibuja el diagrama de distribución de presiones arriba del nivel de la línea de dragado. El diagrama de la distribución neta de presiones debajo de la línea de dragado ahora se determina como sigue.

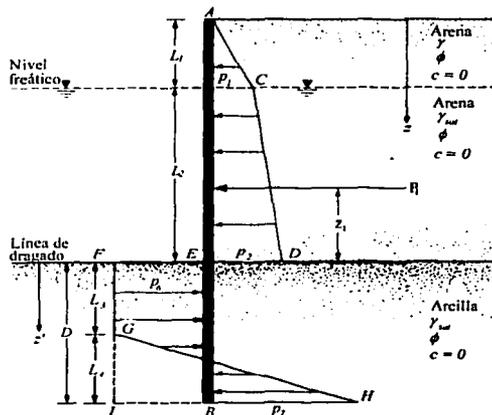


Fig. IV.3.5 Tablaestaca en voladizo hincada en arcilla

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

A cualquier profundidad mayor que  $L_1 + L_2$ , para  $\phi = 0$ , el coeficiente de presión activa de Rankine  $K_a = 1$ . Similarmenete, para la condición  $\phi = 0$ , el coeficiente de presión pasiva  $K_p = 1$ . Entonces, arriba del punto de rotación (punto  $O$  en la figura IV.3.2a) la presión activa,  $P_a$ , de derecha a izquierda es

$$P_a = [\gamma L_1 + \gamma L_2 + \gamma_{sat}(z - L_1 - L_2)] - 2c \quad (\text{Ec. IV.3.40})$$

Similarmenete, la presión pasiva  $P_p$  de izquierda a derecha se expresa como

$$P_p = \gamma_{sat}(z - L_1 - L_2) + 2c \quad (\text{Ec. IV.3.41})$$

La presión neta es entonces

$$P_o = P_p - P_a = [\gamma_{sat}(z - L_1 - L_2) + 2c] - [\gamma L_1 + \gamma L_2 + \gamma_{sat}(z - L_1 - L_2) + 2c] =$$

$$P_o = 4c - (\gamma L_1 + \gamma L_2) \quad (\text{Ec. IV.3.42})$$

En el fondo de la tablaestaca, la presión pasiva de derecha a izquierda es

$$P_p = (\gamma L_1 + \gamma L_2 + \gamma_{sat}D) + 2c \quad (\text{Ec. IV.3.43})$$

Similarmenete, la presión activa de izquierda a derecha es

$$P_a = \gamma_{sat}D - 2c \quad (\text{Ec. IV.3.44})$$

Por consiguiente, la presión neta es

$$P_1 = P_p - P_a = 4c + (\gamma L_1 + \gamma L_2) \quad (\text{Ec. IV.3.45})$$

Por equilibrio,  $\Sigma F_H = 0$ , es decir, área del diagrama de presión  $ACDE$  - área  $EFIB$  + área de  $G/H = 0$ , ó

$$P_1 - [4c - (\gamma L_1 + \gamma L_2)]D + 1/2 L_1 [4c - (\gamma L_1 + \gamma L_2) + 4c + (\gamma L_1 + \gamma L_2)] = 0$$

donde  $P_1$  = área del diagrama de presión  $ACDE$

Simplificando la ecuación anterior se obtiene:

$$L_1 = \frac{D[4c - (\gamma L_1 + \gamma L_2)] - P_1}{4c} \quad (\text{Ec. IV.3.46})$$

Ahora, tomando momentos respecto al punto  $B$ ,  $\Sigma M_B = 0$ , resulta

$$P_1 - (D + z_1) - [4c - (\gamma L_1 + \gamma L_2)] \frac{D^2}{2} + \frac{1}{2} L_1 (8c) \left( \frac{L_1}{3} \right) = 0 \quad (\text{Ec. IV.3.47})$$

donde  $z_1$  = distancia al centro de presión del diagrama de presión  $ACDE$  medida desde el nivel de la línea de dragado.

Combinando las Ecs. (IV.3.46) y (IV.3.47) se obtiene

REPRODUCTION OF THIS DOCUMENT IS PROHIBITED WITHOUT THE WRITTEN PERMISSION OF THE AUTHOR.

$$D^2 [4c - (\gamma L_1 + \gamma L_2)] - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12cz_1)}{(\gamma L_1 + \gamma L_2) + 2c} = 0 \quad (\text{Ec. IV.3.48})$$

De la ecuación IV.3.48 se despeja la profundidad teórica  $D$  de penetración del estrato de arcilla por la tablaestaca.

#### Procedimiento paso a paso para obtener el diagrama de presión

- 1 Calcule  $K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$  para el suelo granular (relleno).
- 2 Obtenga  $P_1$  y  $P_2$  [ecuaciones (IV.3.1) y (IV.3.2)].
- 3 Calcule  $P_1$  y  $\bar{z}_1$
- 4 Use la ecuación (IV.3.48) para obtener el valor teórico de  $D$ .
- 5 Usando la ecuación (IV.3.46) calcule  $L_4$ .
- 6 Calcule  $P_6$  y  $P_7$  ecuación (IV.3.42) y (IV.3.45).
- 7 Dibuje el diagrama de distribución de presiones como muestra la figura IV.3.2.
- 8 La profundidad real de penetración es

$$D_{\text{real}} = 1,4 \text{ a } 1,6 (D_{\text{teórica}})$$

#### Momento flexionante máximo

De acuerdo con la figura IV.3.5, el momento máximo (fuerza cortante nula) ocurrirá entre  $L_1 + L_2 < z < L_1 + L_2 + L_3$ . Usando un nuevo sistema coordenado  $z'$  ( $z' = 0$  en la línea de dragado) para la fuerza cortante nula, se obtiene

$$P_1 - P_6 z' = 0 \quad \text{ó} \quad z' = \frac{P_1}{P_6} \quad (\text{Ec. IV.3.49})$$

Ahora se obtiene la magnitud del momento máximo:

$$M_{\text{máx}} = P_1(z' + z_1) - \frac{P_6 z'^2}{2} \quad (\text{Ec. IV.3.50})$$

Conocido el momento flexionante máximo, determinamos el módulo de sección de la tablaestaca con la ecuación (IV.3.23).

#### CASOS ESPECIALES DE TABLAESTACAS (EN ARCILLA)

##### Caso 1: Muro de tablaestaca en ausencia de nivel freático

Con referencia a la figura IV.3.6 se tiene:

$$P_2 = \gamma L K_a \quad (\text{Ec. IV.3.51})$$

$$P_6 = 4c - \gamma L \quad (\text{Ec. IV.3.52})$$

$$P_7 = 4c + \gamma L \quad (\text{Ec. IV.3.53})$$

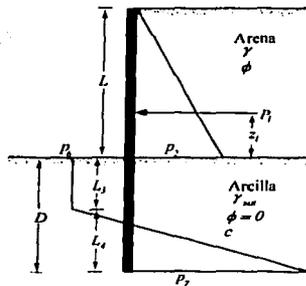


Fig. IV.3.6 Tablaestaca hincada en arcilla

$$P_1 = \frac{1}{2} L P_2 = \frac{1}{2} \gamma L^2 K_a \quad (\text{Ec. IV.3.54})$$

$$L_4 = \frac{D(4c - \gamma L) - \frac{1}{2} \gamma L^2 K_a}{4c} \quad (\text{Ec. IV.3.55})$$

La profundidad teórica de penetración \$D\$, se calcula similar a la Ec. IV.3.48 como:

$$D^2(4c - \gamma L) - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12cz_1)}{\gamma L + 2c} = 0 \quad (\text{Ec. IV.3.56})$$

donde 
$$z = \frac{L}{3} \quad (\text{Ec. IV.3.57})$$

La magnitud del momento máximo en la tablaestaca es

$$M_{\text{máx}} = P_1(z' + z_1) - \frac{P_6 z'^2}{2} \quad (\text{Ec. IV.3.58})$$

donde 
$$z' = \frac{P_1}{P_6} = \frac{\frac{1}{2} \gamma L^2 K_a}{4c - \gamma L} \quad (\text{Ec. IV.3.59})$$

### Caso 2: Muro de tablaestaca en voladizo libre hincada en arcilla

La figura IV.3.7 muestra un muro de tablaestaca en voladizo libre hincada en un estrato de arcilla y sometida a una línea de carga \$P\$ por unidad de longitud. Para este caso,

$$P_6 = P_7 = 4c \quad (\text{Ec. IV.3.60})$$

La profundidad de penetración \$D\$, se obtiene de la expresión

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$4D^2c - 2PD - \frac{P(P+12cL)}{2c} = 0 \quad (\text{Ec. IV.3.61})$$

Note que, para la construcción del diagrama de presiones,

$$L_4 = \frac{4cD - P}{4c} \quad (\text{Ec. IV.3.62})$$

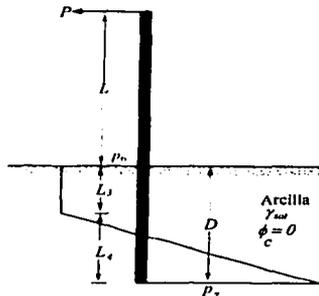


Fig. IV.3.7 Tablaestaca en voladizo libre hincada en arcilla

$$M_{\max} = P(L + z') - \frac{4cz'^2}{2} \quad (\text{Ec. IV.3.63})$$

$$z' = \frac{P}{4c} \quad (\text{Ec. IV.3.64})$$

### MÉTODO DEL SOPORTE LIBRE PARA TABLAESTACAS EN SUELO ARENOSO

La figura IV.3.8 muestra un muro con tablaestaca anclada con relleno de suelo granular hincada también en suelo granular. El tirante de anclaje que conecta la tablaestaca con el ancla se localiza a una profundidad  $l_1$  debajo de la parte superior del muro de tablaestaca. El diagrama de presión neta arriba de la línea de dragado es similar a la que muestra la figura IV.3.2. A la profundidad  $z = L_1$ ,  $P_1 = \gamma L_1 K_a$ ; y a  $z = L_1 + L_2$ ,  $P_2 = (\gamma L_1 + \gamma L_2) K_a$ . Debajo de la línea de dragado, la presión neta será cero en  $z = L_1 + L_2 + L_3$ . La relación para  $L_3$  se da por la ecuación (IV.3.6), ó

$$L_3 = \frac{P_2}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

En  $z = (L_1 + L_2 + L_3 + L_4)$ , la presión neta está dada por

$$P_8 = \gamma'(K_p - K_a)L_4 \quad (\text{Ec. IV.3.65})$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Note que la pendiente de la línea DEF es 1 Vertical a  $\gamma'(K_p - K_a)$  horizontal. Para equilibrio de la tablaestaca,  $\sum$  fuerzas horizontales = 0 y  $\sum$  momentos respecto a  $O' = 0$ . (Nota: El punto  $O'$  está localizado al nivel del tirante.)

Sumando las fuerzas en la dirección horizontal (por unidad de longitud de la tablaestaca), resulta

Área del diagrama de presiones ACDE - área de EBF -  $F = 0$

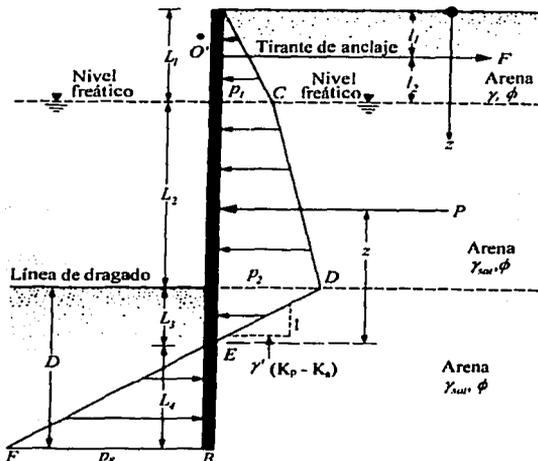


Fig. IV.3.8 Tablaestaca hincada en arena

Donde  $F =$  tensión en el tirante / unidad de longitud de la tablaestaca, o

$$P - \frac{1}{2} P_3 L_4 - F = 0 \quad \text{ó} \quad F = P - \frac{1}{2} [\gamma'(K_p - K_a)] L_4^2 \quad (\text{Ec. IV.3.66})$$

donde  $P =$  área del diagrama de presiones ACDE.

Ahora, tomando momentos respecto al punto  $O'$  se obtiene

$$\text{ó} \quad -P[(L_1 + L_2 + L_3) - (z + l_1)] + \frac{1}{2} [\gamma'(K_p - K_a)] L_4^2 (l_2 + L_2 + L_3 + \frac{2}{3} L_4) = 0$$

$$L_4^2 + 1.5 L_4^2 (l_2 + L_2 + L_3) - \frac{3P[(L_1 + L_2 + L_3) - (z + l_1)]}{\gamma'(K_p - K_a)} = 0$$

(Ec. IV.3.67)

La ecuación (IV.3.67) se resuelve por tanteos para determinar la profundidad teórica  $L_4$ :

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$D_{\text{teórica}} = L_3 + L_4$$

La profundidad teórica se incrementa entre 30% y 40% en la construcción real, ó

$$D_{\text{real}} = 1,3 \text{ a } 1,4 D_{\text{teórica}} \quad (\text{Ec. IV.3.68})$$

El procedimiento paso a paso para obtener el diagrama de presiones indica que un factor de seguridad se aplica a  $K_p$  al principio [es decir,  $K_{p(\text{diseño})} = K_p / FS$ ]. Si se procede así, no hay necesidad de incrementar la profundidad teórica en 30% - 40%. Este enfoque es a menudo más conservador.

El momento teórico máximo al que estará sometida la tablaestaca ocurre a una profundidad entre  $z = L_1$  y  $z = L_1 + L_2$ . La profundidad,  $z$  para cortante cero y por lo tanto momento máximo, se evalúa con:

$$\frac{1}{2} P_1 L_1 - F + P_1 (z - L_1) + \frac{1}{2} K_a \gamma' (z - L_1)^2 = 0 \quad (\text{Ec. IV.3.69})$$

Una vez determinado el valor de  $z$ , la magnitud del momento máximo se obtiene fácilmente. El procedimiento para determinar la capacidad de sostén de anclas se trata más adelante.

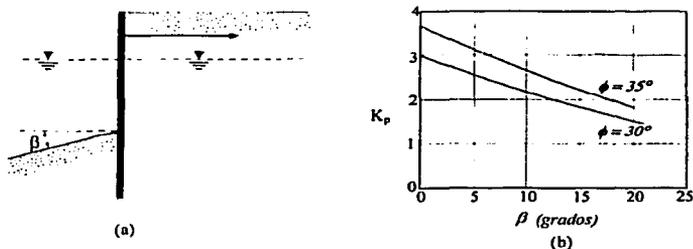


Fig. IV.3.9 (a) Tablaestaca anclada con línea de dragado inclinada  
(b) variación de  $K_p$  con  $\beta$  y  $\phi$

En algunos casos, la línea de dragado está inclinada un ángulo  $\beta$  con respecto a la horizontal, como muestra la figura IV.3.9a. En este caso, el coeficiente de presión pasiva no será igual a  $\tan^2(45^\circ + \phi/2)$ . Las variaciones de  $K_p$  (Coulomb, para ángulo de fricción de la pared igual a cero) con  $\beta$  para  $\phi = 30^\circ$  y  $35^\circ$  se muestra en la figura IV.3.9b. Con esos valores de  $K_p$ , el procedimiento descrito arriba se usa para determinar la profundidad de penetración  $D$ .

#### IV.4. MURO EN GAVIONES.

Para él calculo de un muro de contención con gaviones deben considerarse las siguientes fuerzas (fig. IV.4.1):



10. La vibración.
11. El impacto de fuerzas
12. Los temblores
13. La acción de las heladas
14. Las expansiones debidas a cambios de humedad en el relleno.

Las fuerzas estabilizantes y desestabilizantes son indicadas en los diseños que siguen para muros con escalones internos y externos. Al enterrar un muro aparece un estado de empuje pasivo que es conveniente despreciar para estar del lado de la seguridad.

*Para el diseño de un muro de gaviones se debe verificar:*

- La seguridad al deslizamiento.
- La seguridad al vuelco.
- Capacidad de carga.
- Seguridad en secciones intermedias.
- Seguridad de rotura global

#### **Verificación de la seguridad al deslizamiento.**

Se considera el plano ortogonal que pasa por la base del muro, tendremos:

$$\eta' = \frac{F_{en} \operatorname{tg} \varphi + F_{eh}}{F_d} \geq 1,5 \quad (\text{Ec. IV.4.1})$$

donde  $F_{en}$  es la fuerza estabilizante normal,  $F_{eh}$  es la fuerza estabilizante horizontal,  $F_d$  fuerza desestabilizante.

$$\eta' = \frac{[(W + E_v) \cos \alpha + E_h \operatorname{sen} \alpha] \operatorname{tg} \varphi + (W + E_v) \operatorname{sen} \alpha + cB}{E_h \cos \alpha} \geq 1,5 \quad (\text{Ec. IV.4.2})$$

en la cual  $W$  es peso propio de la estructura. Depende de la sección del muro y del peso específico del relleno. En el gavión se considera un porcentaje de vacíos ( $n$ ) alrededor de 0,3 es decir 30% con lo cual tendremos  $\gamma_g$  según la expresión  $\gamma_g = \gamma_p(1-n)$ , donde  $\gamma_p$  se obtiene en función del tipo de roca.

Normalmente el peso específico del gavión llenado con piedra partida de cantera se considera igual a 1,7 t/m<sup>3</sup>.

$E_v = E_a \operatorname{sen} (90^\circ + \delta - \beta)$ ; componente vertical del empuje activo.

$E_h = E_a \cos (90^\circ + \delta - \beta)$ ; componente horizontal del empuje activo.

$c$  = cohesión (es conveniente despreciarla)

$B$  = ancho de la base del muro

$\alpha$  = inclinación del muro.

Para la verificación del deslizamiento se ha transformado la fuerza normal en horizontal multiplicándola por el coeficiente  $f$ , este valor es el coeficiente de fricción suelo - gavión.

En pruebas realizadas se ha obtenido que para terrenos cohesivos valores de rozamiento altos de 0,7 a 0,75, en este valor interviene la cohesión, sin la cual el coeficiente será menor. En las mismas mediciones se comprobó que el coeficiente de rozamiento entre un gavión y una superficie de hormigón es  $f = 0,64$ .

Por seguridad se adopta siempre el mismo valor  $f = \text{tg } \varphi$  independiente de la cohesión, admitiéndose que el deslizamiento se produce entre terreno y terreno.

#### Verificación de la seguridad al vuelco.

Se considera como fuerza estabilizante, el peso propio del muro y la componente vertical del empuje activo y como desestabilizante, la componente horizontal del empuje activo; tendremos que  $M_v = E_v d$  como momento volcador. También que  $M_r = Ws' + E_v s$  es el momento resistente, en las cuales  $d$  es la distancia entre el terreno y el punto de aplicación del empuje activo medida sobre la vertical.

$$S = B \cos \alpha - \frac{H}{3} \left( \frac{H + 3h_a}{H + 2h_a} \right) \frac{1}{\text{tg} \beta} \quad (\text{Ec. IV.4.3})$$

Distancia entre el terreno y el punto de aplicación del empuje medida sobre la horizontal.

$s' = X_g \cos \alpha + Y_g \sin \alpha$  en la cual  $X_g$  y  $Y_g$  son las coordenadas del centro de gravedad del muro referida a un sistema de ejes cartesianos cuyo origen coincide con el punto F. El coeficiente del vuelco será

$$\eta^* = \frac{M_r}{M_v} \geq 1.5 \quad (\text{Ec. IV.4.4})$$

#### Verificación de las tensiones transmitidas al terreno.

Podremos suponer que exista una distribución lineal de tensiones sobre el terreno, cuando la resultante cae dentro del núcleo central de tensiones:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} = \frac{N}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad \left( \text{para caso de } e < \frac{B}{6} \right) \text{ t/m}^2 \quad (\text{Ec. IV.4.5})$$

En la cual  $N = (W + E_v) \cos \alpha + E_h \sin \alpha$ , es la resultante de las fuerzas normales a la base del muro.

$$e = \frac{B}{2} - \left( \frac{M_r - M_v}{N} \right) \quad \text{es la excentricidad de la resultante.} \quad (\text{Ec. IV.4.6})$$

El valor de la tensión resultante debe mantenerse por debajo de la tensión admisible del terreno. Este valor puede calcularse aplicando las expresiones de Terzaghi. También pueden usarse tablas que dan la resistencia en función del tipo de suelo y para arenas y arcillas en función de SPT.

Debido a la alta flexibilidad de los gaviones es posible admitir que la resultante caiga fuera del núcleo central de inercia, sin llegar a valores elevados en la tensión de tracción, ya que se reduce la sección de trabajo de la base.

La excentricidad será

$$e' = \frac{B}{2} - e \quad (\text{para } e > \frac{B}{6}) \quad (\text{Ec. IV.4.7})$$

con  $\sigma_1 = \frac{2N}{3e'} [t/m^2]$  y con  $\sigma_2 = \sigma_1 \left( \frac{B-3e'}{3e'} \right) [t/m^2]$

Se considera conveniente que  $\sigma_2 \leq 2 \text{ t/m}^2$  en tracción y  $\sigma_1$  no deba sobrepasar la tensión admisible del terreno.

**Tabla IV.4.1 Peso específico de algunos tipos de roca**

Tipo de roca	Peso específico [t/m <sup>3</sup> ]
Basalto	2,9
Granito	2,6
Caliza compacta	2,6
Traquita	2,5
Guijarro de río	2,3
Arenisca	2,3
Caliza tierna	2,2
Toba	1,7

Para determinar el valor del empuje se utiliza la teoría de Coulomb, para lo cual tendremos que:

- La superficie de rotura es plana.
- La fuerza de rozamiento interno se distribuye en forma uniforme a lo largo de la superficie de rotura.
- La cuña de terreno entre la superficie de rotura y el muro se considera indeformable.
- Se desarrolla un esfuerzo de rozamiento entre el muro y el suelo en contacto, lo cual hace que la recta de acción del empuje activo se incline en un ángulo respecto de la normal al paramento interno del muro.
- La rotura se analiza como bidimensional tomando una franja unitaria del muro considerando la estructura como continua e infinita.

Para no sobredimensionar la estructura, dado que el gavión es permeable, se puede omitir el empuje hidrostático. La estructura es armada por la malla que tiene una gran resistencia a la tracción manteniéndose la flexibilidad de la obra. Es conveniente inclinar el muro contra el terreno unos 6° pudiéndose alcanzar los 10°, de esta forma disminuye el valor del coeficiente de empuje activo.

### Cálculo del empuje.

Se adopta en el cálculo el estado límite activo del terreno, el método de Coulomb se basa en el estudio del equilibrio de una cuña de suelo indeformable sobre la que se actúa el peso propio, la fuerza de rozamiento y eventualmente la cohesión. Esta cuña activa se produce cuando hay un desplazamiento de la estructura de contención, lo cual sucede sólo si la misma es deformable como en el caso de los gaviones. En el caso de muros muy rígidos se desarrollan empujes mayores que los correspondientes al empuje activo.

En el caso de muro con paramento vertical interno la superficie de empuje es el propio paramento interno del muro. En el caso de muro con escalones internos, se considera la superficie que une los extremos internos superior e inferior del muro.

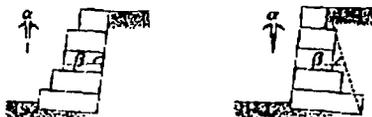


Fig. IV.4.2 Empuje activo del muro vertical

Debe considerarse que tanto la fricción como la cohesión se alteran cuando se modifica la humedad del terreno. Dato que ambos parámetros influyen sensiblemente en la determinación del empuje activo debe cuidarse mucho cual es el valor adoptado. Suele ser conveniente despreñar la cohesión, ya que ésta se modifica con el tiempo y tiene gran influencia sobre el valor final del empuje.

Para terraplenes compactados puede adoptarse un valor de  $\varphi=30^\circ$ . Tras el muro se admite una distribución uniformemente variada de presiones, con lo cual el empuje toma una configuración triangular. El empuje activo es calculado en función del peso del terreno y de la altura del muro, siendo su valor reducido debido al coeficiente de empuje activo  $K_a$ .

Como se dijo, el valor del coeficiente de empuje activo depende del ángulo  $\beta$  ya mencionado de  $\epsilon$ , que es el ángulo del talud sobre el muro con la horizontal, de  $\varphi$  ángulo de fricción interna del terreno, de ángulo de fricción entre muro y terreno.

En los muros en gaviones, se puede asumir  $\epsilon = \varphi$ . Si tras el muro hay un geotextil  $\delta=0,9\varphi$ .

Estos valores favorables, se deben a la alta rugosidad de la estructura en gaviones que aumenta sensiblemente la fricción,  $\delta$  determina también el ángulo entre la dirección del empuje y la normal a su plano de aplicación.

El valor del coeficiente de empuje activo  $K_a$  es determinado por la expresión:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varphi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[ 1 + \frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{sen}(\varphi - \epsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\beta - \epsilon)} \right]^2} \quad (\text{Ec. IV.4.8})$$

El empuje activo está determinado por la expresión

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a - 2cH \sqrt{K_a} \left[ t/m \right] \quad (\text{Ec. IV.4.9})$$

en la cual:

$\gamma_s$  = peso específico del suelo

$c$  = cohesión

$H$  =  $[h + (b-a) \text{tg}\alpha]$   $\cos\alpha$ , altura de actuación del empuje, siendo

$h$  = altura del muro

$b$  = base del muro despreciando los escalones externos

$a$  = ancho del muro en la cima

Debe recordarse la consideración hecha sobre la cohesión. En el caso de sobrecarga sobre el terraplén, siendo  $q$  el valor de la misma, esta es asimilada a un relleno de altura  $h_s$  de las mismas características del terreno siendo  $h_s = q/\gamma_s$ . Luego el empuje será:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a \left( 1 + \frac{2h_s}{H} \right) - 2cH \sqrt{K_a} \quad (\text{Ec. IV.4.10})$$

Normalmente con sobrecargas debido a vehículos, se adopta  $q = 1,5$  a  $2,0$  toneladas por  $\text{m}^2$ .

La altura del punto de aplicación del empuje es de difícil evaluación y varía bastante en la práctica normalmente puede producirse a una altura comprendida entre  $\frac{1}{2} H$  y  $\frac{1}{3} H$ .

Las variaciones se deben en algunos casos al desplazamiento del muro, a su rigidez e inclinación, a modificaciones en las características del terreno y sobrecarga.

Normalmente se considera a  $\frac{1}{3} H$ . Con sobrecarga tendremos:

$$d = \frac{H}{3} \left( \frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right) - b \text{sen}\alpha \quad (\text{Ec. IV.4.11})$$

En la cual  $d$  es la altura de aplicación del empuje activo, medido en forma vertical desde la horizontal que pasa por el punto de rotación del muro.

#### IV.5 MUROS DE TERRACON.

En nuestro sistema se articulan los elementos prefabricados, de concreto hidráulico, para formar un encofrado abierto, cuyas celdas son llenadas con materiales de suelo, roca, suelo-cemento o concreto hidráulico pobre o producto de excavación constituyéndose en un muro de contención de tipo gravedad.

Los parámetros necesarios para el proyecto del Muro de Contención son:

- 1.- Altura total solicitada para el Muro ( H).
- 2.- Topografía del suelo
- 3.- Sobrecargas a considerar (h).

Derivados del Estudio de Mecánica del Suelo, en el sitio de desplante:

- 4.- Angulo de Fricción interna de los suelos de desplante y del soportado ( $\phi$ ).
- 5.- Peso volumétrico seco máximo del suelo soportado ( kg/m)( $\gamma$ ).
- 6.- Capacidad de carga del suelo de desplante ( $q_c$ ).

Las condiciones de estabilidad del Muro se resumen como:

- A) Resistencia al Volteo: Momento Resistente ( $M_r$ ) = 2 Momento de Volteo ( $M_v$ )
- B) Resistencia al Deslizamiento Fuerza horizontal = 1,5 Peso del Muro  $C_1$
- C) Esfuerzos de admisibles en la punta y talón de la Base.

$$F = P/A(\pm)(P * e * 6)/B^2 \quad (\text{Ec. IV.5.1})$$

El empuje (E), producido por el material soportado, es básico en el diseño del muro.

De acuerdo con las Teorías de Rankine y de Coulomb y asumiendo, para algunos parámetros, valores fijos en condiciones comunes se llega a la formula básica que permite la determinación del empuje total actuando sobre el muro de contención.

La distancia desde la base hasta el punto de aplicación del empuje, se determina con:

$$E = 1/2 \gamma H(H + 2h) \tan^2(45^\circ - \phi/2) \quad (\text{Ec. IV.5.2})$$

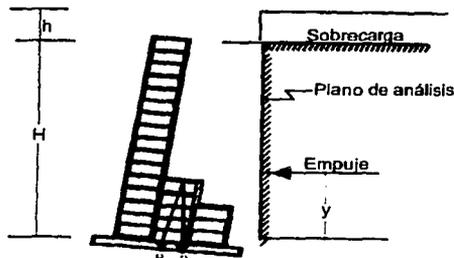


Fig. IV.5.1 Fuerzas aplicadas en un muro de Terracon

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

#### IV.6 MUROS DE TIERRA ARMADA.

##### Mecanismo de falla

La hipótesis de una falla activa de Rankine con superficie plana de falla a  $45^\circ + \phi/2$  con respecto a la cara vertical del muro puede considerarse conservadora.

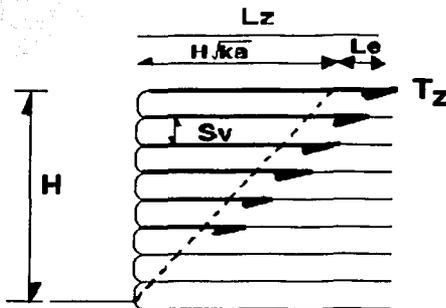


Fig. IV.6.1 Mecanismo de falla en muros de tierra armada

Los estudios con modelos y casos reales sugieren que la superficie de falla es en espiral

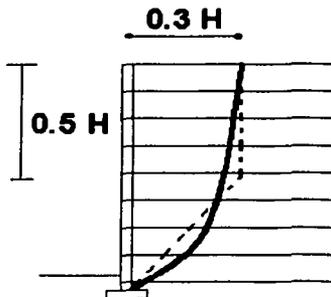


Fig. IV.6.2 Tipo de falla en espiral

Sin embargo; estudios muestran que el utilizar análisis rigurosos, con superficies de falla más complicadas, sólo conduce a variaciones del 3% respecto al método de Rankine.

### DISEÑO (ESTABILIDAD INTERNA)

Supóngase una sección del muro con  $N$  bandas de refuerzo colocadas a intervalos iguales de distancia vertical  $S_v$  y horizontal  $S_h$ .

En los tirantes de refuerzo en cada nivel y por consiguiente los muros, llegan a fallar por a) ruptura o b) extracción.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Los tirantes de refuerzo fallaran a ruptura cuando la fuerza a la que están sometidos los tirantes es mayor que la resistencia por fluencia de cada tirante.

La fuerza de tensión lateral que debe resistir una banda de refuerzo a una profundidad  $z$  es:

$$T_z = \gamma z K_a S_r S_H \quad (\text{Ec. IV.6.1})$$

El valor máximo de  $T_z$  estará en el nivel de la banda más baja. El factor de seguridad contra la fuerza de tensión (ruptura) en las bandas es:

$$FS = \frac{b t f_y}{T_z} \quad (\text{Ec. IV.6.2})$$

$b$  ancho de la banda

$t$  espesor de la banda

$f_y$  resistencia por fluencia

Un factor de seguridad de entre 2,5 y 3 es generalmente recomendado para los tirantes a todos los niveles.

Los tirantes de refuerzo a cualquier profundidad  $z$ , fallarán por extracción si la resistencia por fricción desarrollada a lo largo de sus superficies es menor que la fuerza a la que están sometidas los tirantes

Para evitar que se desarrolle movimiento de la banda, se necesita que tenga una longitud suficiente para desarrollar la resistencia a la fricción. La longitud efectiva enterrada ( $L_e$ ) se puede tomar como la que se prolonga más allá de la zona activa de Rankine. Así, a una profundidad  $z$ , la longitud necesaria de la banda es:

$$L_z = (H - z) \tan(45 - \phi'/2) + L_r = (H - z) \sqrt{K_a} + L_r \quad (\text{Ec. IV.6.3})$$

La resistencia por fricción que desarrolla una cinta de dos caras a la profundidad  $z$  es:

$$R_r = 2 \gamma_z b L_r \tan \delta \quad (\text{Ec. IV.6.4})$$

El factor de seguridad contra falla de extracción es por tanto:

$$FS = \frac{2 b L_r \tan \delta}{K_a S_r S_H} \quad (\text{Ec. IV.6.5})$$

Y la longitud necesaria de la banda es

$$L_r = (H - z) \sqrt{K_a} + \frac{FS K_a S_r S_H}{2 b \tan \delta} \quad (\text{Ec. IV.6.6})$$

## DISEÑO (ESTABILIDAD EXTERNA)

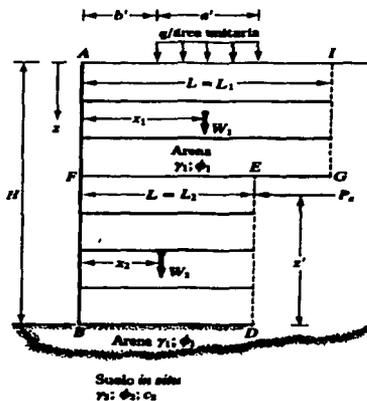


Fig. IV.6.3 Muro de tierra armada

## a) VOLTEO

La revisión por volteo se realiza tomando momentos respecto al punto B

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{w_1 x_1 + w_2 x_2 + \dots + q a' \left( b' + \frac{a'}{2} \right)}{\left( \int_0^H \sigma_a dz \right) z'} \quad (\text{Ec. IV.6.7})$$

Se recomienda utilizar factor de seguridad mínimo de 3

## b) DESLIZAMIENTO

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{(w_1 x_1 + w_2 x_2 + \dots + q a') \tan \left( \frac{2}{3} \varphi_1 \right)}{P_e} \quad (\text{Ec. IV.6.8})$$

Se recomienda utilizar factor de seguridad mínimo de 3

## c) CAPACIDAD ÚLTIMA DE APOYO

$$q_u = c_2 N_c + 0.5 \gamma_2 L_2' N_\gamma \quad (\text{Ec. IV.6.9})$$

$$L_2' = L_2 + 2e \quad (\text{Ec. IV.6.10})$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$e = \frac{L_2}{2} - \frac{M_u - P_u z'}{w_1 + w_2 + \dots + q a'} \quad (\text{Ec. IV.6.11})$$

$$FS_{\text{CAPACIDAD DE CARGA}} = \frac{q_u}{\sigma_{v(H)} \nu} \quad (\text{Ec. IV.6.12})$$

Se recomienda utilizar un factor de seguridad entre 3 y 5

#### IV.7 MUROS A BASE DE GEOSINTETICOS

Los muros reforzados con geosintéticos causan un ahorro considerable en comparación con los métodos convencionales de construcción de muros de contención. En este tipo de aplicación, los suelos de fundación subyacentes son muy blandos para permitir la construcción de un muro con la altura requerida y/o no permiten un factor de seguridad adecuado contra fallas sin refuerzos de tensión.

Técnicas de análisis convencionales de mecánica de suelos se usan para evaluar las condiciones del suelo y la geometría del muro. A partir de este análisis, se genera un diseño que ofrece la resistencia de refuerzo requerida del geosintético. Los productos usados para el refuerzo de muros incluyen geotextiles, georedes, geomembranas y/o geomallas.

La construcción es simple. El geosintético se coloca sobre el suelo de cimentación, generalmente con mínimo disturbio de los materiales existentes. Luego, se construye el muro usando equipo convencional de construcción hasta alcanzar la altura requerida. Una o más capas de geosintéticos pueden ser usadas para proveer el refuerzo necesario para asegurar la estabilidad del muro de contención.

#### IV.8 GEOMALLAS.

Los factores de seguridad parciales, son conocidos para los productos ya certificados, ya que durante este proceso se han ejecutado investigaciones relevantes, las cuales fueron posteriormente evaluadas por el instituto independiente de certificación para cada material.

Debido a que las geomallas no certificadas tradicionalmente no pueden dar toda la información anteriormente mencionada, en muchos países se han desarrollado estándares o guías que informan de los factores parciales de seguridad por defecto, que no son específicos para cada producto y que por lo tanto, pueden ser aplicados en general. Estos factores son mucho mayores que los que conllevan los materiales homologados.

En la práctica los proveedores de productos no certificados intentan a menudo convencer a los responsables de las obras de que los factores parciales de seguridad certificados y

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

específicos para cada producto pueden aplicarse también para sus productos. Esto no es así ya que esos productos no han sido investigados y certificados, y por lo tanto se desconoce su comportamiento en el tiempo.

A los productos no certificados se deben aplicar los factores parciales de seguridad por defecto, que las diferentes normativas de cada país han desarrollado con ese propósito.

## DISEÑO

El comportamiento de una geomalla se analiza, considerando un elemento rectangular del suelo como una parte de una infinita masa de suelo. Sobre él se aplica una presión vertical  $S_v$ . El elemento se deforma y sobre él, se genera una presión horizontal debido a la reacción del suelo adyacente (recordar el efecto del modulo de Poisson) y por tanto el elemento sufre una deformación  $e_h$  (Figura IV.8.1). Ahora si dentro del elemento se introduce una geomalla, se produciría una tracción en la geomalla debido al efecto anterior, y por tanto, ello genera una presión horizontal  $S_h$  que contribuyen a reducir las deformaciones horizontales. Se concluye que un suelo reforzado soportará mayores presiones verticales que un suelo sin refuerzo para las mismas deformaciones, Figura IV.8.2.

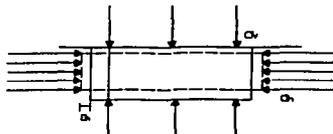


Fig. IV.8.1 Elemento de Suelo sin Refuerzo.

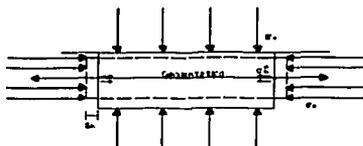


Fig. IV.8.2 Elemento de Suelo con Refuerzo.

Cada tipo de material de refuerzo tiene unas características propias y no se debe aplicar el mismo coeficiente obtenido del ensayo de un determinado material a otro material semejante.

Estos posibles problemas se resuelven, si el proyectista dispone de información certificada del tipo de refuerzo. Es decir, cada fabricante tiene la posibilidad de demostrar que su producto tiene un comportamiento específico adjuntando los correspondientes certificados homologados expedidos por un organismo competente e independiente.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

El proyectista debe cerciorarse de la idoneidad del geotextil o geomalla adoptado para ese tipo de estructura; se debe exigir el certificado de homologación del material donde se indique que realmente ese material esta fabricado para el uso que se le demanda.

Además, el fabricante del geosintético debe suministrar el valor de los diferentes coeficientes de minoración que se deben aplicar a la resistencia nominal del geotextil, para obtener la resistencia de trabajo real, en unas determinadas condiciones y para un determinado periodo de tiempo.

Los pliegos de prescripciones técnicas particulares de estos materiales deberían no sólo recoger las especificaciones técnicas, sino también la resistencia de diseño utilizada en el proyecto, de acuerdo con la vida de servicio de la estructura, el tipo de material de relleno y la puesta en obra.

La instalación de geomallas certificadas tiene la ventaja de que en el proyecto se deben aplicar factores de seguridad certificados y verificados, que son más bajos que los factores de seguridad que las diferentes normativas recogen por defecto. Esto puede significar un ahorro interesante en este tipo de obras.

Además, la administración, el contratista y el proyectista tendrán la seguridad de que el material instalado cumple con los requisitos del proyecto, ya que estos materiales novedosos están mas sujetos a la suspicacia que otros.

El mayor riesgo consiste en que en la práctica los factores parciales de seguridad certificados (sólo aplicables a geomallas certificadas) se usan para calcular la resistencia de proyecto de las geomallas no certificadas. Esto se produce por razones comerciales.

Esta realidad es peligrosa, ya que al aplicar estos coeficientes bajos a geomallas sin certificar, se reducen los coeficientes de seguridad de la estructura y se puede poner en peligro la estabilidad de la estructura total a lo largo de la vida de servicio. A las geomallas no certificadas sólo se deben aplicar los factores parciales de seguridad por defecto.

Debe quedar muy claro si se desconoce el comportamiento de las propiedades de un determinado tipo de material de refuerzo, no debe utilizarse para la ejecución de éste tipo de estructuras. Se justifica todavía mas, la necesidad de conocer las características del material, siempre mediante certificados de homologación por la gran posibilidad de suspicacia existente debido a lo novedoso de estos materiales.

#### **IV.9 GEOMEMBRANAS.**

Con la finalidad de saber elegir el tipo de geomembrana que se utilizará en el refuerzo de algún muro de contención, es necesario realizar un estudio de Mecánica de Suelos, que nos proporcione datos físicos y mecánicos del sitio donde se llevará a cabo la obra.

Una vez obtenidos los datos del estudio de Mecánica de Suelos, se le proporcionan al proveedor con la finalidad de que la geomembrana que se elija cumpla con los requisitos

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

y condiciones aprobadas para proceder a la instalación de la geomembrana en el muro de contención elegido.

Las técnicas de instalación varían de acuerdo a la aplicación, pero en general, éstas se colocan directamente sobre la capa de tierra seguida de la colocación y compactación de un espesor adecuado de agregado.

#### **IV.10 GEOREDES.**

Las georedes se calculan de acuerdo con la altura y el grado de inclinación del muro de contención.

Para saber el tipo de geored que se aplicará a un determinado talud es necesario realizar un estudio de Mecánica de Suelos que nos proporcione datos sobre las condiciones del terreno, tanto físicas como mecánicas.

Teniendo los datos de altura e inclinación del muro se le especifican al proveedor de georedes para que nos suministre el material que cumpla con las condiciones del terreno y las características necesarias para cumplir con los requisitos del problema.

#### **IV.11 MÉTODO DE CÁLCULO DE LOS MUROS VEGETALIZADOS**

Actualmente, existen varios métodos de cálculo que se pueden dividir en dos tipos:

- Métodos que integran la noción de la deformidad del geotextil y permiten por lo tanto un cierto desplazamiento de la estructura. Se calculan las solicitaciones a las que está sometida cada capa.
- Métodos que suponen que tanto el relleno como el geotextil trabajan hasta la ruptura. Se calcula el esfuerzo total del bloque y se reparte: todos los refuerzos trabajarán igual.

A pesar de que existen diferencias sustanciales existentes en los resultados de cálculo, no se puede afirmar todavía que el método francés CARTAGE sea mejor que el método inglés de los ábacos Jewell por el hecho de que el primero sea mucho más conservador que el segundo. En Alemania, con el método DIN 4084 se obtienen resultados muy semejantes al método CARTAGE.

En Europa, las estructuras se calculan mediante diferentes métodos, aunque es cierto que cada vez las limitaciones que se están imponiendo en los diferentes países tienden a igualar los resultados obtenidos mediante todos los métodos.

#### **UTILIZACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD DEL DISEÑO**

Un aspecto fundamental en el diseño de una estructura de muro ecológico, se basa en la adecuada elección de los coeficientes de seguridad, los cuales son:

**A.-** Coeficientes debidos al diseño de estabilidad del talud.

**B.-** Coeficientes debidos al comportamiento real del material de refuerzo. El valor nominal del geosintético de refuerzo se debe aminorar, dentro de los cuales están:

- **B 1.-** Los debido a la fluencia del material con el paso del tiempo
- **B 2.-** Los debido a los daños mecánicos que sufre el material con su puesta en obra
- **B 3.-** Los debido a los daños químicos y biológicos que puede sufrir dentro del relleno
- **B 4.-** Los debido a la extrapolación de todos estos valores ya que no se conoce cual va ser el comportamiento real del material a lo largo de la vida útil de la estructura.

### **COEFICIENTES TIPO A**

El valor de estabilidad del talud adoptado en España y Francia es de 1,50. En Alemania se admite un valor de 1,40 y el método Jewell inglés adopta un coeficiente de 1,20 en su hipótesis más desfavorable.

### **COEFICIENTES TIPO B**

El mayor error que se comete actualmente en el diseño de este tipo de estructuras consiste en la adopción de unos coeficientes de seguridad para prever el comportamiento real del material de refuerzo, sin saber realmente como se va a comportar el material adoptado en la obra.

Cada tipo de material de refuerzo tiene unas características propias y no se debe aplicar el mismo coeficiente obtenido del ensayo de un determinado material a otro material semejante.

El proyectista debe cerciorarse de la idoneidad del geotextil o geomalla adoptado para ese tipo de estructura: se debe exigir el certificado de homologación del material donde se indique que realmente ese material esta fabricado para el uso que se le demanda. El fabricante del geosintético debe suministrar el valor de los diferentes coeficientes de seguridad que se deben aplicar a la resistencia nominal del geotextil, para obtener la resistencia de trabajo real, en unas determinadas condiciones y para un determinado periodo de tiempo.

### **COEFICIENTE B1 debido a la fluencia del material con el paso del tiempo**

La pérdida de resistencia del material de refuerzo debido al paso del tiempo se conoce con el término de fluencia.

En el diseño de un muro ecológico se prevé normalmente una vida útil de 120 años; al cabo de dicho periodo de tiempo, el valor de la resistencia a tracción del geosintético es menor que la inicial.

El grado de reducción de la resistencia es función del tipo de material que se emplee, siendo menor en el caso del poliéster, que en otros materiales como el polipropileno, de menor módulo elástico.

También se debe tener en cuenta que ante un mismo material, por ejemplo poliéster, el valor de fluencia es exclusivo de cada tipo de poliéster.

Estos problemas se resuelven, si el proyectista dispone de información certificada del tipo de refuerzo que utilizará.

Por ello, es muy importante que en la ejecución de la estructura se respete el tipo de refuerzo propuesto, aunque haya otro material que parece exactamente igual.

#### **COEFICIENTE B2 debido a los daños mecánicos que sufre el material con su puesta en obra.**

El valor de este coeficiente de minoración es función del tipo de material de relleno, nivel de compactación, de las características del refuerzo y sobretodo de la existencia o no de una capa protectora sobre la fibra resistente: las geomallas tienen un coeficiente menor que los geotextiles y por ello, es muy peligroso y muy frecuente la adopción de los mismos coeficientes para ambos tipos de refuerzo.

Su valor debe determinarse por medio de ensayos específicos para cada producto.

#### **COEFICIENTE B3 debido a los daños químicos y biológicos que puede sufrir dentro del relleno**

Este coeficiente depende por supuesto de las propiedades químicas y biológicas del relleno. Al igual que el coeficiente anterior, su valor es exclusivo para cada tipo de refuerzo y debe determinarse por experimentación.

#### **COEFICIENTE B4 debido a la extrapolación de todos estos valores ya que no se conoce cual va ser el comportamiento real del material a lo largo de la vida útil de la estructura.**

El valor de los tres coeficientes anteriores se basa en los ensayos realizados para cada material durante un determinado periodo de tiempo. Sin embargo, el comportamiento real durante la vida útil del muro es desconocido. Por ello se debe aplicar un coeficiente de extrapolación para el comportamiento real del refuerzo.

## **V PROCESO CONSTRUCTIVO**

### **V.1 MUROS DE CONCRETOS**

#### **Preparación del sitio**

Se inicia con la limpieza del terreno que consiste en retirar todo tipo de material orgánico e inorgánico. Se prosigue con la nivelación, el trazo del terreno, esto es con la finalidad de limitar el área del proyecto.

#### **Excavación**

Para el caso de muro de concreto armado es necesaria la excavación de cepas para la construcción de la plantilla y la cimentación. La cantidad de excavación se tomara de los planos que especifiquen el cálculo y armado del muro de concreto o por especificaciones del ingeniero a cargo de la obra.

#### **Construcción de la plantilla y la cimentación.**

Se colocará una plantilla de concreto con el espesor que indiquen los planos, después se construye la cimentación de concreto armado con las dimensiones que resulten del cálculo del muro de concreto armado.

#### **Armado de acero**

Según los cálculos de la cantidad y el tipo de acero, se procede al armado del muro de concreto, tomando en cuenta los traslapes de cada varilla, las separaciones que resulte de los cálculos para colocar las varillas a las distancias especificadas, simultáneamente se realizan los amarres de cada traslape de varilla.

#### **Cimbrado**

Al terminar el armado del acero se procede a cimbrar ambas caras del muro, esto se realiza con hojas de madera o triplay. Deben colocarse y amarrarse de manera que no se muevan al momento de vaciar el concreto, se colocan unos punteros entre tabla y tabla con la finalidad de que no se cierren las tablas.

#### **Colado**

Se realiza la mezcla de concreto según las especificaciones. Se debe considerar la resistencia a la compresión,  $f_c$ , los materiales, y el revendimiento requerido para el muro de concreto calculado.

Teniendo la mezcla se procede a vaciar el concreto en el cimbrado, poco a poco para evitar que se disgrege y se debe vibrar el concreto para que se incorpore bien y no queden huecos, el muro debe colarse en una sola sesión para asegurar que las propiedades del concreto son las mismas en todo el muro.

#### **Descimbrado**

Si el concreto se fabricó con acelerantes, la cimbra del muro podrá retirarse a los 15 días, en caso contrario hasta que tenga la resistencia (30 días) y se procede al curado del muro.

**Relleno**

Ya construido el muro se comienza el relleno del terreno donde se extrajo la tierra para poder realizar la construcción del muro de concreto, esto se realiza colocando capas de relleno en espesores entre 15 y 20 cm compactados al 95% de la prueba Proctor, es muy importante la compactación para evitar deslaves del terreno.

**V.2 MUROS DE MAMPOSTERIA****Limpeza**

Se inicia con la limpieza del área donde se llevará a cabo la construcción del muro, esta limpieza consiste en retirar cualquier tipo de vegetación, basura orgánica e inorgánica o estructuras existentes que puedan obstruir o contaminar los materiales que se utilizarán en la obra.

**Preparación del sitio**

Ponga estacas altas para delimitar el área del proyecto. Coloque un nivel de cuerda con precisión a la altura final calculada y marque la estaca con un lápiz. Mida hacia abajo en incrementos de 10 cm para el muro, para determinar la colocación de la primera piedra a quedar enterrada. Los muros pequeños de tres hileras o menos requieren que la primera hilera quede enterrada parcialmente (aproximadamente 8 cm).

**Excavación**

En el caso de un muro pequeño, añada 2,5 cm de arena gruesa al fondo de la zanja para nivelar. En el caso de un muro alto, necesitará una base rígida.

Compacte 10 cm de arena seca y de mezcla de cemento Portland (una pala de cemento Portland por cada 6 palas de arena, bien mezcladas). Esta mezcla se endurecerá si se moja. Puede usar una base granulada local para caminos si la tuviera a la mano.

**Preparación de la base**

El espesor del material de la base depende de la pared, si es alta o pequeña. Consecuentemente, la profundidad de excavación variará en los dos proyectos diferentes. Todos los muros requieren una zanja de 30 cm de ancho. En el caso de los muros pequeños, excave la zanja a 10 cm de profundidad. Excave la zanja hasta a 20 cm de profundidad si el muro es alto. Compacte el suelo de la zanja firmemente con un compactador o una apisonadora de mano.

**Colocación de las piedras**

Siempre empiece en el punto más bajo del muro. Coloque las piedras lado a lado, con el reborde hacia abajo sobre la base preparada. Nivele cada piedra en ambas direcciones con un nivel para carpintero, verifique la colocación de cada piedra con la cuerda. Se colocan las piedras en una forma individual una por una buscando la forma de que embonen una con otra hasta formar el muro de contención. Algunos de estos muros requerirán un drenaje detrás del muro de piedras.

### Corte de las piedras

Al construir el muro, podrá necesitar piedras cortadas. Para cortar una piedra, use un martillo y un cincel para darle la forma según se vaya necesitando. Use siempre una protección para los ojos al partir piedras.

### V.3 MUROS DE TABLASTACAS

Las tablaestacas se clasifican en dos tipos básicos: (a) en voladizo y (b) ancladas. En la construcción de muros de tablaestacas, las tablaestacas se hunden en el terreno y luego se coloca el relleno sobre el lado de tierra o primero se hinca la tablaestaca en el terreno y luego se draga el suelo al frente de la tablaestaca. En todo caso, el suelo del relleno detrás de la tablaestaca es generalmente granular. El suelo debajo de la línea de dragado puede ser arenoso o arcilloso. La superficie del suelo en el lado del agua se denomina línea de lodo o línea de dragado.

Los métodos de construcción se dividen generalmente en dos tipos:

1. Estructura rellena
2. Estructura dragada

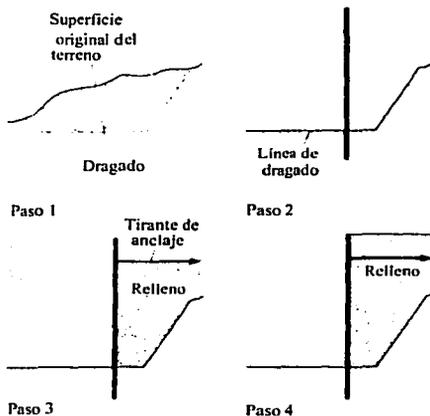
La secuencia de construcción para una estructura rellena es como sigue (figura V.3.1)

Paso 1. Dragar el suelo in situ al frente y atrás de la estructura propuesta.

Paso 2. Hincar la tablaestaca.

Paso 3. Rellenar hasta el nivel del ancla y colocar el sistema de anclaje.

Paso 4. Rellenar hasta la parte superior de la pared.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Fig. V.3.1 Secuencia de construcción de una estructura con relleno

Para una tablaestaca en voladizo sólo los pasos 1, 2 y 4 son aplicables. La secuencia construcción para una estructura dragada es como sigue (figura V.3.2):

Paso 1. Hincar la tablaestaca.

Paso 2. Rellenar hasta el nivel del anclaje y colocar el sistema de anclaje.

Paso 3. Rellenar hasta la parte superior de la pared.

Paso 4. Dragar al frente de la pared.

Para tablaestacas en voladizo, el paso 2 no es requerido.

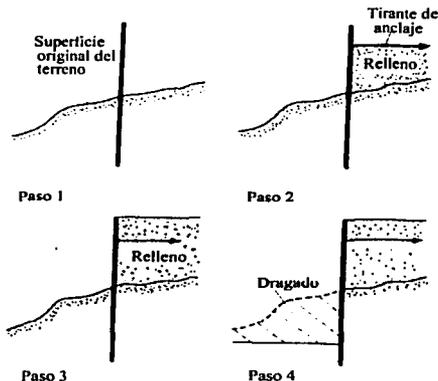


Fig. V.3.2 Secuencia de construcción para una estructura dragada

#### V.4 MUROS DE GAVIONES

La herramienta necesaria para la instalación del gavión es la siguiente: Guantes de Carnaza, Pinzas de Corte No. 9, Cizalla No. 12, Gancho Fierro, Tenazas Fig. V.4.1.



Fig. V.4.1 Gaviones empacados

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Para facilitar el manipuleo y el transporte, los gaviones son suministrados doblados y agrupados en bultos. Fajas coloridas pintadas en cada bulto facilitan la identificación de las dimensiones de los gaviones. Inicie primero por desempacar el gavión desdoblado cada unidad.



Fig. V.4.2 Corte de flejes

Una vez que se retiraron los flejes de los paquetes de gaviones, se comienza por extender cada uno de los gaviones para proceder a armar cada caja de gaviones.

En el caso de los gaviones caja y colchones Reno, levante las laterales, las extremidades y los diafragmas para la posición vertical.



Fig. V.4.3 Armado del gavión

Ya armado el gavión, se unen los alambres de refuerzo de las aristas con alambre galvanizado clase III, que es de la misma calidad que se emplea en el gavión.

Para los gaviones caja, cosa las aristas en contacto y los diafragmas con las laterales.



Fig. V.4.4 Forma de unir el gavión

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Después se procede a unir el diafragma al cuerpo del gavión con un amarre. La unión de las aristas debe estar bien reforzada, por ello se alternan torsiones sencillas y dobles para asegurarla.



Fig. V.4.5 Forma de la costura para unir el gavión

Los gaviones armados se colocan en el sitio que se desea proteger, se alinean y se unen unos con otros, de manera que formen el muro para rellenarlos en el sitio donde se formara el muro de contención.

La costura es ejecutada con el alambre de amarre que es enviado junto con los gaviones y es producida de forma continua pasándose por todas las mallas, alternativamente con vueltas simples y dobles.



Fig. V.4.6 Formación de los gaviones para iniciar el relleno

Antes de rellenarlos, por razones técnicas y estéticas es muy importante tensar el gavión. Ya que así se comprueba si no existen deficiencias en la unión, se logra optimizar el relleno y se obtiene un mejor rendimiento en la aplicación.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

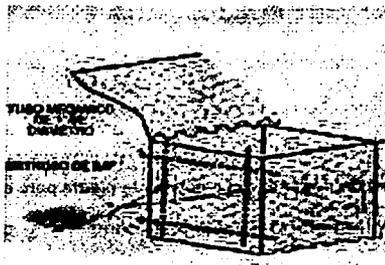


Fig. V.4.7 Nivela la base donde los gaviones y colchones serán colocados hasta obtener una superficie regular.



Fig. V.4.8 Relleno de los gaviones

Antes del relleno cosa los gaviones en contacto a lo largo de todas sus aristas, tanto horizontales como verticales. En el caso de los gaviones caja, para obtener un mejor alineamiento y acabado, estos pueden ser estirados antes del llenado, o como alternativa puede ser utilizado un encofrado de madera en la cara externa. La utilización de la costura no es necesaria entre los gaviones saco.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Fig. V.4.9 Relleno de gaviones por medio de maquinaria

La piedra de relleno puede ser de canto rodado ó de explotación, además de ser caliza, sana, no intemperizable y con una granulometría de 10 a 20 cm.

De acuerdo al volumen o rapidez de la obra, el relleno puede realizarse manual ó mecánico.

Conforme se va relleno con la piedra, se colocan los tensores  $\frac{2}{3}$  y a  $\frac{3}{4}$  de la altura del gavión, respectivamente y en oposición a las caras, abarcando 2 escuadrías de la malla.

El relleno puede ser efectuado manualmente o con auxilio de equipo mecánico. Deberá ser usada piedra limpia, no friable y con buen peso específico. El tamaño debe ser, en la medida de lo posible, regular y tal que las dimensiones estén comprendidas entre la mayor abertura de la malla y el doble.

Puede ser aceptable un máximo de 5%, en piedras con dimensiones superiores a las indicadas. El relleno debe permitir la máxima deformabilidad de la estructura, obteniendo el mínimo porcentaje de vacíos, asegurando el mayor peso específico.

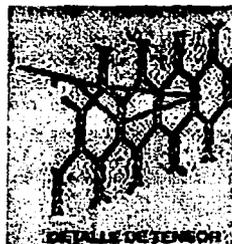


Fig. V.4.10 Vista de cómo se debe colocar la piedra para evitar huecos

Durante el relleno, es muy importante que éste sea compacto y con el mínimo de huecos posibles.

TESIS CON  
FALLA DE CREEN

Para los gaviones caja, durante el relleno, deben ser colocados tirantes de alambre de la siguiente forma:

Llene cada celda del gavión de 1,00 m de altura hasta un tercio de su capacidad.

Coloque dos tirantes uniendo paredes opuestas, amarrando dos mallas de cada pared. Repita esta operación cuando el gavión se encuentre llenado hasta los dos tercios.

En casos particulares los tirantes pueden unir paredes adyacentes.

Para gaviones de 0,50 m de altura, coloque los tirantes apenas cuando las cajas estén llenas hasta la mitad.

Eventualmente en obras de revestimiento o plataformas, los tirantes pueden ser colocados verticalmente. En el caso de los colchones coloque los tirantes verticales uniendo la base a la tapa.

Normalmente se utiliza un tirante por metro cuadrado. En el caso de revestimiento de superficies muy inclinadas, los tirantes pueden ser colocados para mantener los diafragmas en la posición vertical.



Fig. V.4.11 Se cierra la tapa del gavión

Al finalizar el relleno, con las tenazas ó barra de uña cierre la tapa al cuerpo del gavión, ayúdese con el gancho fierro para colocar las grapas a cada 30 cm e hilvanar. En el caso de los gaviones caja, doble la tapa.

Para los colchones coloque las tapas (suministradas separadamente) sobre las bases. En ambos cosa la tapa a los bordes superiores de la base y de los diafragmas.

Esta operación generalmente es ejecutada en la cantera para un posterior lanzamiento (aplicación) con equipos mecánicos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Fig. V.4.12 El proceso se repite para los siguientes niveles

Terminado el primer nivel de gavión, repita el proceso, coloque el siguiente nivel uniéndolo firmemente con el de abajo para después colocar grapas e hilvanar a lo largo de todas las aristas en contacto con la armadura de gaviones ya llenados.

#### **V.5 MUROS DE TERRACON**

Una vez proyectado el muro y teniendo el plano con la geometría diseñada, se procede al trazo correspondiente en el sitio indicado, colocándose referencias en líneas y niveles para efectuar las excavaciones a las cotas de desplante, con cortes escalonados.

Se cuela una plantilla o cuerpo de anclaje en donde se colocan las grapas o varillas (con un doblez a escuadra) fijándose en posición tal, que según el proyecto, correspondan a las perforaciones de los largueros.

Se introducen en las grapas o varillas los extremos de los largueros, depositándolos sobre la plantilla o el cuerpo de anclaje, alternándolos cada dos varillas siguiendo longitudinalmente la dirección del muro en una, dos o más hiladas paralelas según el número de celdas inferiores. Sobre los extremos de los largueros de la primera hilada se coloca una segunda hilada también en la dirección del muro y también alternadamente.

Es conveniente confinar la primera capa del material que se incorporará a las celdas, para ello se colocarán tabiques a fin de cerrar los espacios de las hiladas frontales y posteriores, así como los ubicados en el principio y fin del muro.

Sobre la segunda hilada se colocan los largueros transversales o un tabique en cada extremo.

Se procede entonces a incorporar y compactar la primera capa del material granular especificado, en espesor de 0,20 m empleando para la compactación equipo mecánico ligero, autopropulsado (bailarinas), hasta lograr el porcentaje especificado del P.V.S.M., de acuerdo a las Normas Oficiales preestablecidas.

En el caso de que el material que se deberá incorporar en las celdas sea un pétreo o un suelo-cemento, el acomodo se efectuará en capas de 0,40 m, como máximo.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Para la instalación subsecuente se seguirán los mismos pasos en forma repetitiva, hasta alcanzar la altura de coronamiento, es decir.

Colocación de las dos hiladas longitudinales de largueros, colocación de los largueros transversales, colocación de tabiques, introducción de grapas (esto podrá hacerse antes o después), incorporación de material en las celdas y su acomodo o compactación según corresponda.

En algunos casos, en vez de colocar los largueros transversales en forma perpendicular, se colocarán inclinados hacia un lado en la hilada y hacia el otro lado los de la siguiente hilada, de tal manera que coincidan las perforaciones de los extremos, formando un triángulo equilátero.

La capa de material incorporado dentro de las celdas, no distará mas de 50 cm, de hilada de largueros en proceso de colocación.

Entre el muro y el relleno podrá colocarse un filtro de grava para drenar las filtraciones, y se colará una losa de escurrimiento que conducirá el gasto hacia el exterior del muro hasta una cuneta o canal, evitando encharcamientos en la zona frontal.



Fig. V.5.1 Colocación de elementos de terracon

El terraplén o relleno que va a ser retenido por el muro deberá construirse en forma paralela, con una diferencia de altura estimada de un metro.

Deberá tenerse cuidado en el empleo de equipo pesado, a fin de no provocar daños al muro. En ningún caso la distancia entre ellos será menor de un metro.

El material de relleno deberá depositarse en capas horizontales y la compactación del material inmediato a la espalda del muro se hará a base de equipos ligeros.

Para coronar el muro a la(s) altura(s) de proyecto, se construirá una losa de concreto hidráulico o de suelo-cemento, según haya sido determinado, con un espesor mínimo de 10 cm.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

En el caso de muros tensados, se colocará el cabezal del tensor en vez del tabique correspondiente, de acuerdo a la ubicación del proyecto de los tensores, haciéndose precisamente en este cabezal el traslape de las grapas.

Cuando la opción sea la de tener cerrado, parcial o totalmente, el frente del muro, se utilizarán bloques normales de arena cemento, en escuadrias de 10 x 20 x 40 cm, colocándolos sobre los largueros, haciendo su junteo con mortero de cemento-arena, rayando la junta tipo aparente.



Fig. V.5.2 Junteo de largueros con mortero de cemento - arena

## V.6 MUROS DE TIERRA ARMADA

La ejecución de estructuras de tierra armada debe ser organizada como una obra de movimiento de tierra. El rendimiento en el montaje del paramento y la colocación de armaduras depende muy directamente de una buena organización del movimiento de tierras. El espesor de las capas es de 37,5 cm y el volumen de cada una de ellas esta determinado por la longitud del muro y la longitud de las armaduras.

En el caso de existir terraplén de acceso y/o derrame en el lado opuesto del paramento, habrá que sumarlo al volumen del macizo armado, sin que dicho incremento de tierras deba necesariamente cumplir con las condiciones específicas impuestas para los macizos de tierra armada.

Es necesario contar con personal especializado en obra. El equipo debe consistir en 1 ingeniero de obra, 1 albañil encofrador y 3 peones por cuadrilla.

Además de todos los elementos prefabricados que constituyen la estructura de Tierra Armada, es necesario contar con lo siguiente:

Gancho para descarga y montaje de paneles.

Plantilla de separación de paneles.

Una pequeña grúa móvil de 2 T.

Gatos hidráulicos para rigidización de paneles.

Llaves fijas, barras metálicas, reglas metálicas de 3 m, nivel, plomada, etc.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### **Compactación del terreno**

El suelo deberá estar seco óptimamente en un 95% y estar compactado para cumplir con los estándares de la prueba Proctor. Se recomienda que los suelos cohesivos sean compactados en capas de 15 cm a 20 cm y el suelo granular en capas compactadas de 23 cm a 30 cm.

El mínimo grosor del relleno compactado entre las capas adyacentes del geosintético no deberá ser menor a 15 cm o el doble del tamaño de las piedras más grandes, cualesquiera sea el de mayor tamaño. El relleno debe ser compactado tal como se describe en las especificaciones del proyecto o según las instrucciones del Ingeniero.

### **V.7 MURO A BASE DE GEOSINTETICOS**

Una vez instalado, el geosintético de refuerzo como un sistema de muro de retención, desarrolle la función asignada en el diseño. Con este propósito, el geosintético debe ser identificado, manipulado, almacenado, e instalado de manera tal que no se vean afectados los valores de sus propiedades físicas y que las condiciones del diseño se cumplan en forma cabal.

#### **Identificación del Material, Almacenamiento y Manipulación**

El geosintético estará enrollado en cilindros que tengan la suficiente resistencia como para evitar los pliegues u otro daño producido por el uso normal. Cada rollo vendrá envuelto con una recubierta de plástico para proteger al geosintético de daños que puedan ocurrir en el flete y la manipulación. Deberá estar identificado con una etiqueta con un buen pegamento o su equivalente, que pueda leerse fácilmente desde el exterior del envoltorio del rollo. La etiqueta indicará el nombre del fabricante, el número de estilo, y el número del rollo.

Mientras se realiza la descarga o mientras se está transfiriendo el geosintético de un lugar a otro, evite el daño del empaque, cilindro, etiqueta, o del geosintético en sí. En el caso que el geosintético vaya a permanecer almacenado por un tiempo prolongado, éste debe ser ubicado y colocado de tal manera de asegurar la integridad del empaque, el rodillo y la etiqueta, así como las propiedades físicas del geosintético. Esto puede lograrse elevando el geosintético del suelo y asegurándose que esté cubierto y protegido adecuadamente contra la luz ultra violeta, incluyendo la luz solar, productos químicos que sean ácidos fuertes o bases fuertes, incendios o llamas, incluyendo chispas de soldaduras, temperaturas sobre los 60 °C y de la destrucción causada por humanos o animales.

#### **Suelo Base/Preparación de la Subbase**

Las fundaciones del suelo/subsuelo deberán ser excavadas hasta las líneas y cotas que se describen en los planos de construcción o según las instrucciones del Ingeniero.

Las áreas excavadas de más, deberán ser llenadas con material de relleno compactado. Las fundaciones del suelo/subsuelo deberán ser rodilladas antes de la colocación del

relleno y la instalación del geosintético. Esto debe realizarse antes de instalar cada capa subsiguiente de geosintético. El suelo deberá ser compactado al 95% de la densidad óptima seca para cumplir con los estándares de la prueba Proctor.

Se recomienda que los suelos cohesivos sean compactados en capas de 15 cm a 20 cm y el suelo granular en capas compactadas de 23 cm a 30,5 cm.

### **Instalación del Geosintético**

Antes de desenrollar el geosintético, verifique la identificación del rollo, el largo y la ubicación de instalación con los planos del contrato. A medida que vaya desenrollando los geosintéticos, revise si presentan daño o defectos. Los daños que ocurran durante el almacenamiento, manipulación o instalación deben ser reparados de acuerdo a las instrucciones del Ingeniero.

El geosintético debe ser tendido en la adecuada elevación y orientación de acuerdo con los planos de construcción y según lo especificado por el ingeniero a cargo de la construcción del muro. La correcta orientación del geosintético es de extrema importancia y debe ser verificado por el Contratista. El geosintético se cortará de acuerdo a largos medidos, utilizando navaja, tijeras, cuchillo afilado, o su equivalente.

Una vez desenrollado el geosintético deberá ser tensando a mano hasta que esté completamente tenso, sin arrugas y totalmente tendido en el suelo. Los paneles de geosintéticos adyacentes, en el caso del 100 por ciento de cobertura, deben estar conectados según sea necesario para asegurar el 100 por ciento de cobertura, a menos que se especifique lo contrario en los planos de la construcción. Los paneles adyacentes de geosintético deben estar empalmados a tope unos con otros y conectados según se requiera. Los espaciados de las uniones dependen completamente de la habilidad del contratista para prevenir arrugas o la separación de los paneles durante la colocación del relleno. Los paneles de geosintético deben ser mantenidos en el lugar con estacas, pasadores, bolsas de arena, o rellenos, según los requisitos de las propiedades del llenado, procedimientos de colocación del llenado, o condiciones climáticas, o según las instrucciones del Ingeniero.

El geosintético no debe ser cortado en la dirección de resistencia principal a través del traspase, costura o conexión mecánica. Por lo tanto, el geosintético deberá ser instalado en una pieza continua con la dirección de resistencia principal extendida en el largo total del área reforzada.

Instale solamente la cantidad de geosintético requerida para el trabajo pendiente inmediato, para evitar posibles daños. Una vez que se ha instalado una capa de geosintético, se colocará la siguiente capa de tierra, compactada y preparada de acuerdo a la norma. Después que se ha colocado la capa indicada de tierra, se instalará la siguiente capa de geosintético. Este procedimiento deberá ser repetido para cada capa de geosintético y tierra en forma sucesiva.

### **Colocación del Relleno**

El geosintético será tendido directamente en la superficie horizontal de un relleno compactado y cubierto con la capa de relleno siguiente. El despliegue del relleno deberá ser realizado de acuerdo a las instrucciones del Ingeniero a cargo de la construcción del aseguramiento de calidad. El relleno del suelo deberá ser compactado al 95% de la densidad seca óptima y más-menos dos por ciento (2%) del contenido de humedad óptima, para cumplir con los estándares de la prueba Proctor.

Se recomienda que los suelos cohesivos sean compactados en capas de 15 cm a 20 cm y el suelo granular en capas compactadas de 23 cm a 30,5 cm. El relleno será compactado según lo señalado en las especificaciones del proyecto o según las instrucciones del Ingeniero.

El relleno debe ser colocado, extendido y compactado para evitar el posible desarrollo de arrugas y/o el deslizamiento del geosintético. Se debe tomar especial cuidado en controlar el momento oportuno y la velocidad de la colocación del material de relleno para evitar daños debido a la circulación de vehículos de compactación o de la obra sobre el geosintético expuesto.

El relleno en un metro desde la cara del muro será compactado de la forma habitual con equipo manual. Se realizará la medición de densidad en cada capa de suelo o según las instrucciones del Ingeniero.

El relleno debe ser nivelado en dirección opuesta al coronamiento del muro y enrollado al final de cada día laboral para evitar el encharcamiento de agua en la superficie de la masa reforzada. La obra deberá ser mantenida para evitar que el flujo de agua sobrepase el coronamiento del muro durante la construcción y una vez terminado el muro.

La mayoría de los vehículos con ruedas neumáticas podrán circular a velocidades muy reducidas, menos de 16 Km/h y en línea recta sobre el geosintético expuesto evitando causar daño al geosintético. No se permitirá frenar bruscamente o realizar giros pronunciados. La maquinaria de construcción pesada no podrá operar directamente sobre el geosintético. Se requiere previamente un mínimo de 15 cm de grosor de relleno de suelo para que puedan circular dichos vehículos sobre el geosintético. Debe tomarse especial precaución para que estos vehículos realicen un mínimo de giros para evitar que el relleno se desplace y el geosintético se dañe.

### **Drenaje**

La infiltración de agua de escurrimientos superficiales puede producir la saturación del relleno de suelo reforzado lo que reducirá en forma significativa la resistencia del suelo y reducirá el factor de seguridad del muro. Si el muro no es diseñado con el refuerzo extra necesario para manejar estas resistencias reducidas, entonces deberá disponerse de un sistema de drenaje para evitar que el relleno se sature.

### Requisitos del Bloque del Muro

Antes de iniciar los trabajos de construcción, asegúrese de revisar las guías de instalación del fabricante de los bloques de la pared del muro y del Ingeniero para determinar cualquier tipo de conflictos en la construcción. Todos los conflictos deberán ser solucionados por el Ingeniero.

### V.8 GEOMALLAS

La geomalla se coloca sobre el relleno compactado, éstas se llevan a cabo por capas de elevaciones determinadas en el diseño. En la construcción se considera los siguientes aspectos:

- Material de relleno
- Colocación de la Geomalla
- Traslape de la geomalla
- Protección de la cara del Talud
- Drenaje

El material de apoyo para las geomallas, debe traerse de las proximidades de la obra y para conocer sus características se realizan ensayos en laboratorio, para obtener los resultados del estudio de Mecánica de suelos que nos proporcionará datos como:

- Clasificación AASHTO
- Límite líquido
- Índice de plasticidad
- Humedad natural (%)
- $\gamma_d$  ( $gr/cm^3$ )
- Humedad óptima (%)

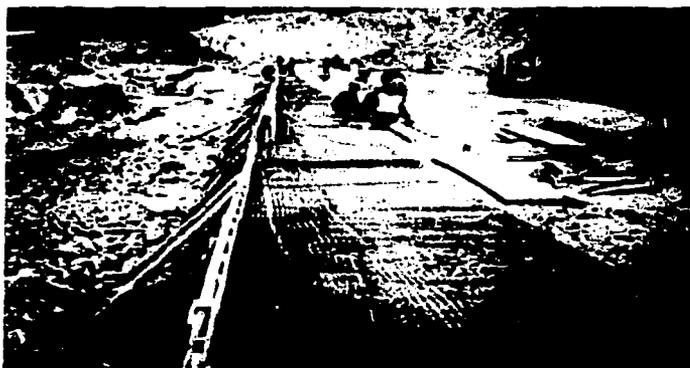
Las especificaciones que consideran la colocación de las geomallas es colocar el material compactado a una densidad mínima de 92% del ensayo T-180 (Proctor Modificado) o 95% del ensayo T - 99 (Proctor Estándar). El espesor de la masa de suelo a compactar se recomienda en un mínimo de 15 cm y como máximo 25 cm. Se toma la precaución para controlar el extendido del suelo a compactar y evitar el daño a la geomalla durante la compactación con él vibro compactador. Como muestra la Figura V.8.1.

- a) La colocación de la geomalla en sentido paralelo al muro, es ejecutada en un ancho de 1,5 metros, posteriormente son colocadas tiras perpendiculares con una separación de 1,0 metro, como se observa en la figura V.8.2 y V.8.3. Las geomallas colocadas perpendiculares a las anteriores son las mallas primarias y éstas van hasta el talud del suelo natural, como se observa en la Figura V.8.3.
- b) El traslape es necesario en la dirección del esfuerzo de tracción. En la mayoría de los casos es suficiente un traslape de 1,20 metros como máximo, y el traslape mínimo de 0,5 metros. Para dar un margen de seguridad se puede dar 1.5 metros, como se observa en la Figura V.8.3.



**Fig. V.8.1 Compactación del Suelo por encima de la Geomalla.**

- c) La protección de la cara del talud, fundamentalmente es contra la erosión, y con ello es mantenida la pendiente del talud, para ello se emplean mantas de coco. Las cuales además de proteger la erosión, revegetan el talud.
- d) El drenaje, que se ejecuta en el proceso de relleno, es realizado colocando material granular dentro de una manta geotextil y en la parte inferior un tubo de PVC para eliminar el agua, por los lados del talud. Se puede observar en la Figura V.8.1.



**Fig. V.8.2 Colocación de la geomalla paralelo al talud.**

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



**Fig. V.8.3 Colocación de Geomallas Principales y manta de coco.**

### V.8.1 Mallas

Para la instalación de la malla, mida la altura del corte requerido y corte la malla al largo necesario. Una vez cortada la malla, colóquela sobre el corte. De la parte superior, la malla se puede dejar caer, o bien, jale hacia arriba con unos cordones.



**Fig. V.8.1.1 Corte de las mallas según la altura del muro**

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Fig. V.8.1.2 Colocación de mallas por medio de cuerdas

Colocada la malla, fije las anclas en la parte superior del corte, colocando un cable de  $\frac{3}{4}$  de diámetro para una mejor distribución de esfuerzos.

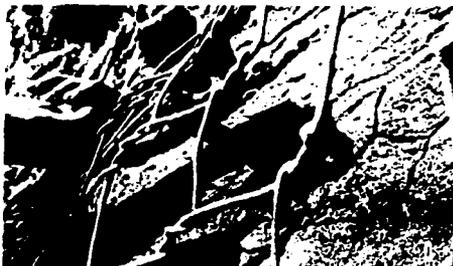
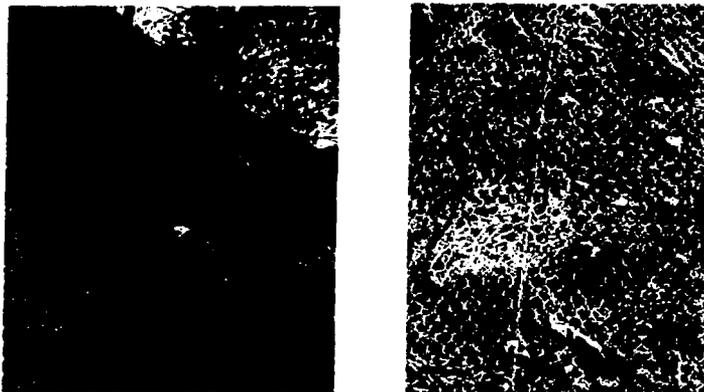


Fig. V.8.3 Al terminar con la parte superior, coloque anclas a lo largo del corte, a una distancia de 3 a 4 metros

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

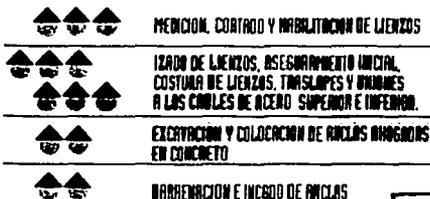


**Fig. V.8.4** Continúe con la unión de los lienzos de malla, uno con otro hasta terminar de cubrir todo el talud.



**Fig. V.8.5** Y finaliza con la instalación de anclas en la parte inferior, colocando un cable de acero de 1/4 de pulgada.

Distribución de cuadrilla para instalación de malla la cuadrilla varía de acuerdo al tipo de corte, altura, terreno y material.



**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

## **V.9 GEOMEMBRANAS**

### **Colocación de geomembranas**

Las geomembranas no deben ser cortadas en la dirección de resistencia principal a través del traslape, costura o conexión mecánica. Por lo tanto, la geomembrana deberá ser instalada en una pieza continua con la dirección de resistencia principal extendida en el largo total del área reforzada.

Instale solamente la cantidad de geomembrana requerida para el trabajo pendiente inmediato, para evitar daño individual de la geomembrana. Una vez que se ha instalado una capa de geomembrana, se colocará la siguiente capa de tierra, compactada y preparada de acuerdo a la norma. Después que se ha colocado la capa especificada de tierra, se instalará la siguiente capa de geomembrana. Este procedimiento deberá ser repetido para cada capa sucesiva de geomembrana y tierra.

La geomembrana deberá ser tendida en el suelo en la dirección del refuerzo principal desde el área del soporte (parte superior del talud) descendente hacia la base del talud. El Contratista es responsable de la correcta orientación de la geomembrana.

Una vez desenrollada, la geomembrana deberá ser tensada a mano hasta que esté completamente tenso, sin arrugas y totalmente tendido en el suelo. Los rollos de geomembranas adyacentes deben ser traslapados según sea necesario para asegurar un 100 por ciento de cobertura, a menos que se especifique lo contrario en los planos del contrato. Los paneles adyacentes de las geomembranas deben ser unidos o cosidos, para prevenir la pérdida del 100% de cobertura debido al deslizamiento del panel geomembrana durante la operación de relleno. No se permiten cortes en la dirección de resistencia principal. Por lo tanto, la geomembrana deberá ser instalada con la dirección del rollo extendida completamente a lo largo del área reforzada.

### **Refuerzo de Geomembranas**

Una vez desenrollado, el geosintético deberá ser tensando a mano hasta que esté completamente tenso, sin arrugas y totalmente tendido en el suelo. Los rollos de geomembrana adyacentes deben ser traslapados según sea necesario para asegurar un 100 por ciento de cobertura, a menos que se especifique lo contrario en los planos del contrato. Los paneles adyacentes de geomembrana deben ser unidos o cosidos, para prevenir la pérdida del 100% de cobertura debido al deslizamiento del panel de geomembrana durante la operación de relleno.

Los cortes deben ser minimizados en la dirección de resistencia principal. Por lo tanto, la geomembrana debe ser instalado con la dirección de rollo extendida al largo total del área a ser reforzada. De no ser así, los cortes a lo largo de la dirección del rollo deben ser limitados a un corte por ancho de panel y debe ser construido para asegurar el 100 por ciento de eficiencia de resistencia. Los cortes que ocurran en paneles adyacentes deben ser espaciados a un mínimo de 4,5 metros.

### **Colocación del Relleno**

El despliegue del llenado debe ser realizado según las instrucciones del Ingeniero a cargo de control de calidad. El llenado debe ser compactado como se define en las especificaciones del proyecto o según las instrucciones del Ingeniero. La colocación del relleno y el extendido debe ser realizado de tal manera que se eviten arrugas y/o deslizamiento de la geomembrana.

### **Refuerzo de Revestimiento/Refuerzo de Geomembranas**

La colocación del relleno debe ser en la dirección del panel traslapado adyacente (desde el fondo del talud en forma ascendente en refuerzo de revestimiento). Puede requerirse un soporte temporal, en el área de la zanja de drenaje para prevenir que la geomembrana sea extraída durante la instalación del relleno.

Una vez que se ha colocado el material de llenado sobre la geomembrana, puede realizarse el extendido y compactación final con un pequeño bulldozer con una presión de suelo de baja a moderada y/o motoniveladoras. Deberá ser mantenida una cobertura mínima de 30 cm entre el equipo de construcción y la geomembrana, con grosores que dependerán del grado de preparación del lugar, realizado antes de la instalación de la geomembrana, y del tamaño y la calidad del relleno granular. El Contratista es el responsable de verificar con el Ingeniero cualquier restricción del equipo de carga antes de iniciar la colocación del llenado.

No se permitirá maquinaria de construcción sobre la geomembrana expuesta. Se puede realizar compactación de relleno adicional después del extendido, nivelación y compactación con ruedas usando tanto un rodillo neumático o vibratorio. No se utilizarán vibradores patas de cabras para la compactación inicial, puesto que pueden dañar la geomembrana.

## **V.10 GEOREDES**

### **Instalación de Georedes**

Una vez desenrollado, el paquete de georedes deberá ser llevado al sitio donde se tensorá a mano hasta que esté completamente tenso, sin arrugas y totalmente tendido en el suelo. Los rollos de georedes adyacentes deben ser traslapados según sea necesario para asegurar un 100 por ciento de cobertura, a menos que se especifique lo contrario en los planos del contrato. Los paneles adyacentes de georedes deben ser unidos o cosidos, para prevenir la pérdida del 100% de cobertura debido al deslizamiento del panel geosintético durante la operación de relleno.

Los cortes deben ser minimizados en la dirección de resistencia principal. Por lo tanto, las georedes deben ser instaladas con la dirección de rollo extendida al largo total del área a ser reforzada. De no ser así, los cortes a lo largo de la dirección del rollo deben ser limitados a un corte por ancho de panel y debe ser construido para asegurar el 100 por

ciento de eficiencia de resistencia. Los cortes que ocurran en paneles adyacentes deben ser espaciados a un mínimo de 4,5 metros.

### **Colocación del Relleno**

El despliegue del llenado debe ser realizado según las instrucciones del Ingeniero a cargo de control de calidad. El llenado debe ser compactado como se define en las especificaciones del proyecto o según las instrucciones del Ingeniero. La colocación del relleno y el extendido debe ser realizado de tal manera que se eviten arrugas y/o deslizamiento de las georedes.

### **Refuerzo de Revestimiento/Refuerzo de Georedes**

La colocación del relleno debe ser en la dirección del panel traslapado adyacente (desde el fondo del talud en forma ascendente en Refuerzo de Revestimiento). Puede requerirse un soporte temporal, en el área de la zanja de drenaje para prevenir que las georedes sean extraídas durante la instalación del relleno.

Una vez que se ha colocado el material de llenado sobre las georedes, puede realizarse el extendido y compactación final con un pequeño bulldozer con una presión de suelo de baja a moderada y/o motoniveladoras. Deberá ser mantenida una cobertura mínima de 30 cm entre el equipo de construcción y de las georedes, con grosores que dependerán del grado de preparación del lugar, realizado antes de la instalación de las georedes, y del tamaño y la cualidad del relleno granular. El Contratista es el responsable de verificar con el Ingeniero cualquier restricción del equipo de carga antes de iniciar la colocación del llenado.

No se permitirá maquinaria de construcción sobre las georedes expuestas. Se puede realizar compactación de relleno adicional después del extendido, nivelación y compactación con ruedas usando tanto un rodillo neumático o vibratorio. No se utilizarán vibradores patas de cabras para la compactación inicial, puesto que pueden dañar las georedes.

### **Compactación del terreno**

El suelo deberá ser compactado con un 95% de óptimo seco para cumplir con los estándares de la prueba Proctor. Se recomienda que los suelos cohesivos sean compactados en capas de 15 cm a 20 cm y el suelo granular en capas 23 cm a 30 cm.

El mínimo de grosor del relleno compactado entre las capas adyacentes de las georedes no deberá ser menor a 15 cm o el doble del tamaño de las piedras más grandes, cualesquiera sea el de mayor tamaño. El relleno debe ser compactado tal como se describe en las especificaciones del proyecto o según las instrucciones del Ingeniero.

### **Rellenos**

El relleno debe ser colocado, extendido y compactado de tal manera que se evite el posible desarrollo de arrugas y/o el deslizamiento del georedes. Se debe tomar especial

cuidado en controlar el momento oportuno y la velocidad de la colocación del material de relleno para evitar daños debido a la circulación de vehículos de compactación o de la obra sobre las georedes expuestas.

El relleno dentro de 1 metro de la cara del muro/talud será compactado de la forma habitual con equipo manual. Se realizará la medición de densidad en cada capa de suelo o según las instrucciones del Ingeniero. El relleno debe ser nivelado desde el coronamiento del talud y enrollado al final de cada día laboral para evitar el encharcamiento de agua en la superficie de la masa reforzada. La obra deberá ser mantenida para evitar que el flujo de agua sobrepase el coronamiento del talud durante la construcción y una vez terminado el talud.

La mayoría de los vehículos con ruedas neumáticas podrán circular a velocidades muy reducidas, menos de 16 Km/h y en línea recta sobre las georedes expuestas, evitando causar daño a las georedes. No se permitirá frenar bruscamente o realizar giros pronunciados. La maquinaria de construcción pesada no podrá operar directamente sobre las georedes. Se requiere previamente un mínimo de 15 cm de grosor de relleno de suelo para que puedan circular dichos vehículos sobre las georedes. Debe tomarse precaución para que estos vehículos realicen un mínimo de giros para evitar que el relleno se desplace y se dañen las georedes.

### **Drenaje**

La infiltración del agua subterránea de escurrimientos superficiales, puede producir la saturación del relleno de suelo reforzado, lo que reducirá en forma significativa la resistencia del suelo y reducirá el factor de seguridad del muro. Si el muro no fue diseñado con el refuerzo extra necesario para manejar estas resistencias reducidas, entonces, deberá disponerse de un sistema de drenaje para evitar que el relleno se sature.

### **Protección de la cara del talud**

Para taludes reforzados con georedes, 1:1 Vertical o más planos, la cara del talud será hidrosemillada y cubierta con una Estera enrollada para Control de Erosión (RECM) que retendrá todas las partículas de tierra y provocará el crecimiento de la vegetación. Para taludes más pronunciados que 1:1 Vertical o en aquellas áreas en donde sea difícil establecer vegetación, el talud será tratado con una recubierta más durable (eiem: gaviones).

## CONCLUSIONES

Los muros de concreto eran hasta hace unas décadas atrás los mas resistentes pero no los mas económicos con lo cual se han ido sustituyendo por muros a base de geosintéticos ya que se ha demostrado que son altamente resistentes y mas económicos, a demás la mano de obra para muros de concreto es más cara debido a la complejidad del armado de los muros y *se solicita personal con experiencia*, y en los muros a base de geosintéticos no es necesario el personal con experiencia, además de que en la construcción de muros de concreto se utiliza el doble del personal que en la construcción de muros a base de geosintéticos.

Los muros de mampostería son efectivos para soportar cargas y empujes máximos, suelen ser resistentes pero no son económicos debido a que es necesario gran cantidad de piedra brasa, la mano de obra es cara debido a los cortes que se hacen a la piedra, se necesita personal especializado, ya que no cualquiera corta piedra para construir muros de mampostería.

Una ventaja de los muros construidos con geomallas, georedes o geomembranas es que se pueden construir muros de más de 6 m de altura, y 150 m de longitud permitiendo dar una vista paisajista al ambiente debido a que nos permite sembrar vegetación según la zona con la finalidad de evitar la erosión de los muros.

Los muros de tierra armada son comparados con los de concreto armado, ya que son de placas de concreto unidas por láminas, estos muros son muy atractivos debido a que se puede elegir el modelo y color del concreto, estos muros como los de concreto armado se construyen con alturas menores de 6 m, siendo más económicos los de tierra armada.

Los muros de tierra armada presentan características que le hacen estar por delante de cualquier otro método de contención de tierras, entre las que destacan las siguientes:

- Flexibilidad, que le permite adaptarse a los terrenos con características geotécnicas mediocres. Se admiten asientos diferenciales de orden de un 1% en un muro de 6m de altura, asientos completamente inadmisibles para estructuras rígidas como es el caso del concreto armado.
- Excelente comportamiento ante las sobrecargas estáticas y dinámicas así como ante las vibraciones y temblores de tierra como han sido demostrados en los ensayos efectuados sobre modelos por el laboratorio.
- El costo de una obra de tierra armada es inferior al de una obra tradicional, siendo la diferencia más importante cuanto mayor es la altura del muro. En el caso de obras de cimentación mediocres, la diferencia es todavía más notable debido a que la solución Tierra Armada suprime las cimentaciones especiales.
- Por su especial concepción, los muros de tierra armada adaptan fácilmente a las especificaciones de cada caso con una enorme rapidez y sencillez de montaje, no siendo preciso andamiaje alguno.

Los muros reforzados con geomallas, georedes o geomembranas tienen la ventaja de que se utiliza el mismo material del talud, y al colocar estos refuerzos ya estamos proporcionando estabilidad, filtración y una vista panorámica.

Debe quedar muy claro si se desconoce el comportamiento en el tiempo de las propiedades de un determinado tipo de material de refuerzo, éste no debe utilizarse para la ejecución de éste tipo de estructuras. Se justifica todavía más, la necesidad de conocer las características del material, siempre mediante certificados de homologación por la gran posibilidad de suspicacia existente debido a lo novedoso de estos materiales.

La aplicación de este tipo de material (geomallas) en nuestro país, debe ser mas frecuente y conocida, frente al método tradicional.

El método de análisis es similar al tradicional para el cálculo de estabilidad de taludes, sin embargo en la modelación con la geomalla, se puede aplicar distintos programas, no siempre el de los proveedores de la geomalla.

Es necesario tomar muy en cuenta el comportamiento de los rellenos reforzados y el control del drenaje.

La estabilización de un talud con un suelo reforzado con geomallas es la solución más efectiva frente a la ejecución de muros tradicionales.

Las geomallas son materiales que no afectan al medio ambiente, mas bien son muy favorables.

La solución a los problemas de erosión es la utilización de geosintéticos, geomallas, georedes, geomembranas o materiales de concreto prefabricado, ya que por su rapidez de ejecución y reducción de mano de obra se reduce el costo de la obra en un 50 % o más.

Considero que es necesario continuar investigando y realizando pruebas de laboratorio adecuadas a las condiciones y necesidades del tipo de suelos que existen en nuestro país con la finalidad de realizar tablas que nos indiquen los estándares y coeficientes necesarios para poder hacer uso de algún tipo de elemento de contención prefabricado y así generar un desarrollo más competente en nuestro país, con respecto a otros países que ya están a la vanguardia de estos productos.

---

**REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS**

*Corcemar, Manual de Bloques de Hormigón de Corblock*

*Cowan Henry J., 1993. Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado. Compañía editorial Continental, S.A de C.V. México. Pp.-282-286*

*Das Braja M, Principios de Ingeniería de cimentaciones. 4ª ed Thomsom. Pp. 387-410, 453-490*

*Ferguson Phil M., 1994. Fundamentos del concreto reforzado. Compañía editorial continental, S.A. de C.V. México. Pp. 281-320*

*Instituto del Cemento Portland Argentino, Construcción con Bloques de Hormigón de Cemento Portland.*

*Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón, Albañilerías Armadas de Bloques. Diseño y Construcción...*

*Koerner Robert M. Geosintéticos, Instituto de Investigación de Geosintéticos Universidad de Drexel. Philadelphia, PA. Pp.5*

*Mallas de calidad Italiana. Guía rápida de geosintéticos. Pp. 9-23-30, 58-65*

*Parker Harry y Ambrose James, Diseño simplificado de Concreto Reforzado Limusa Noriega editores. México. Pp. 243-262*

*Pérez A. Vicente, Materiales y procedimientos de construcción. Ed Trillas. Pp. 68-87*

*Terraconcreto, S.A. de C.V. Muros de contención, Estabilización de taludes.*

*Timoteo Gordillo. Suplementos de Bloques de Hormigón. Asociación Argentina del Bloque de Hormigón,*

[www.aquamerica.com](http://www.aquamerica.com)

[www.engepol.com](http://www.engepol.com)

[www.gaviones.com](http://www.gaviones.com)

[www.geomembranas.com](http://www.geomembranas.com)

[www.geosynthetic.com](http://www.geosynthetic.com)

[www.geosynthetica.net](http://www.geosynthetica.net)

[www.huesker.com/espana/prensa1.htm/](http://www.huesker.com/espana/prensa1.htm/)

[www.lemac.com.mx](http://www.lemac.com.mx)

[www.maccaferri-usa.com](http://www.maccaferri-usa.com)

[www.trical.net/geosinteticos](http://www.trical.net/geosinteticos)

[www.vernonplastic.com](http://www.vernonplastic.com)

[www.webtecqeos.com](http://www.webtecqeos.com)

[www.xr-5.com](http://www.xr-5.com)