

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA



GUÍA PRÁCTICA DE MÉTODOS MECÁNICOS PARA RETENCIÓN DE  
TALUDES

TRABAJO DE GRADUACIÓN PRESENTADO POR MARCO TULIO LEÓN QUINTO  
PARA OPTAR AL GRADO ACADÉMICO DE LICENCIATURA EN INGENIERÍA  
CIVIL

Guatemala,

2013



GUÍA PRÁCTICA DE MÉTODOS MECÁNICOS PARA RETENCIÓN  
DE TALUDES

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



GUÍA PRÁCTICA DE MÉTODOS MECÁNICOS PARA RETENCIÓN  
DE TALUDES

Trabajo de graduación presentado por:

Marco Tulio León Quinto

para optar por el grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2013

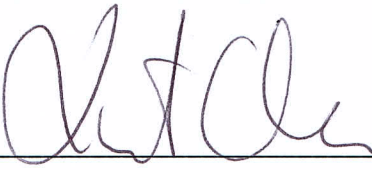
Vo. Bo. :

(f)   
Ing. José Julio Pantoja Prera.

Asesor

Tribunal Examinador:

(f)   
Ing. José Julio Pantoja Prera.

(f)   
Ing. Roberto Godo.

(f)   
Ing. Arturo José Castellanos Ipiña.

Fecha de aprobación: Guatemala 27 de noviembre de 2013

## PREFACIO.

El siguiente trabajo es una investigación y análisis de los métodos de retención de taludes en el área metropolitana de Guatemala. Se realizó una recopilación de información sobre los distintos métodos, permitiendo sentar las bases teóricas y conocimientos necesarios para poder comprender y analizar cada aspecto.

Este informe se divide en ocho capítulos, comenzando por definir conceptos básicos de taludes, muros de gravedad, anclajes y geosintéticos entre otras cosas. Posteriormente se utilizó el programa Talren 4 para el análisis global de estabilidad de taludes y con este modelo diseñar muros anclados que satisficieran los factores de seguridad necesarios.

Agradezco a mis padres por brindar el apoyo tanto económico como emocional a lo largo de mi vida y carrera, a la Universidad del Valle de Guatemala, por brindarme el apoyo, las facilidades y el conocimiento necesarios para la investigación y recopilación de información a través de su biblioteca. Al Ingeniero Roberto Godo por su apoyo incondicional y al ingeniero José Pantoja por su asesoría a lo largo de la realización de este informe.

# ÍNDICE GENERAL.

PREFACIO.....	iv
ÍNDICE GENERAL.....	v
LISTA DE FIGURAS.....	vii
LISTA DE TABLAS.....	viii
LISTA DE SÍMBOLOS.....	ix
GLOSARIO.....	x
RESUMEN.....	xii
1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. JUSTIFICACIÓN.....	3
3. OBJETIVOS.....	4
3.1 GENERAL.....	4
3.2 ESPECÍFICOS.....	4
4. MARCO TEÓRICO.....	5
4.1 CONCEPTOS BÁSICOS SOBRE TALUDES.....	5
4.2 MUROS DE GRAVEDAD.....	8
4.3 ANCLAJES.....	24
4.4 GEOSINTÉTICOS.....	42
4.5 CRITERIOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN.....	50
4.6 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN.....	64
5. MARCO PRÁCTICO.....	69
5.1 MEMORIA DE CÁLCULO 1: Diseño de muro de contención por gravedad.....	69

5.2	MEMORIA DE CÁLCULO 2: Anclajes pasivos. ....	77
5.3	MEMORIA DE CÁLCULO 3: Anclajes Activos.....	86
6.	DISCUSIÓN .....	95
7.	CONCLUSIONES .....	97
8.	RECOMENDACIONES .....	98
9.	BIBLIOGRAFÍA.....	99
10.	ANEXOS.....	101
10.1	ANEXO 1 .....	102
10.2	ANEXO 2 .....	104
10.3	ANEXO 3.....	105

## LISTA DE FIGURAS.

Figura 1: Partes de un talud de sección de talud natural. ....	5
Figura 2: Partes de un talud con corte realizado. ....	6
Figura 3: Descripción de pendientes de un talud. ....	7
Figura 4: Sección típica de muro de gravedad de concreto ciclópeo ....	10
Figura 5: Sección típica de muro de concreto simple ....	12
Figura 6: Tipos de muros de gravedad armados. ....	13
Figura 7: Sección típica de muro armado con drenajes.....	15
Figura 8: Sección típica de un muro a gravedad de mampostería. ....	16
Figura 9: Muro de gaviones. ....	20
Figura 10: Muro de criba. ....	23
Figura 11: Detalle de sección de elementos de Anclajes Pasivos.....	31
Figura 12: Tramo carretero estabilizado con micropilotes. ....	39
Figura 13: Sección de anclaje activo típico.....	41
Figura 14: Suelo reforzado con geotextil ....	44
Figura 15: Taludes reforzados RSS ....	45
Figura 16: Propuesta de geometría de muro. ....	69
Figura 17: Diagrama de presiones sobre muro de gravedad. ....	70
Figura 18: Nueva geometría propuesta para muro de gravedad. ....	73
Figura 19: Detalle de anclajes propuestos. ....	79
Figura 20: Detalle de dimensiones de muro. ....	80
Figura 21: Área de acero equivalente para electromalla.....	84
Figura 22: Detalle de muro y refuerzo para varilla No. 8. ....	85
Figura 23: Diagrama de dimensiones de pantalla de anclajes activos. ....	89

## LISTA DE TABLAS.

Tabla 1: Ventajas y desventajas de muros de concreto ciclópeo.....	9
Tabla 2: Ventajas y desventajas de muros a gravedad de concreto simple. ....	11
Tabla 3: Ventajas y desventajas de los muros a gravedad armados. ....	15
Tabla 4: Ventajas y desventajas de un muro a gravedad de mampostería. ....	16
Tabla 5: Ventajas y desventajas de muros de gaviones.....	20
Tabla 6: Ventajas y desventajas de un muro de criba. ....	23
Tabla 7: Ventajas y desventajas de los anclajes Pasivos.....	33
Tabla 8: Resistencia horizontal última de micropilotes. ....	37
Tabla 9: Ventajas y desventajas de los micropilotes. ....	38
Tabla 10: Ventajas y desventajas de los anclajes activos.....	42
Tabla 11: Ventajas y desventajas de los taludes estabilizados con geosintéticos. ....	49
Tabla 12: Presiones activas y pasivas sobre el muro .....	71
Tabla 13: Presión por sobre carga en el muro.....	71
Tabla 14: Presiones provocadas por el muro. ....	72
Tabla 15: presiones activas y pasivas sobre el muro. ....	74
Tabla 16: Presión de sobre carga en el muro. ....	74
Tabla 17: Presión generada por el muro.....	75
Tabla 18: Propiedades del suelo. ....	78
Tabla 19: Tabla de anclajes propuestos. ....	78
Tabla 20: Factores de seguridad obtenidos según fases de construcción. ....	80
Tabla 21: Máxima capacidad en servicio a tensión de varilla. ....	81
Tabla 22: propiedades del suelo del Km 12 carretera al Salvador. ....	87
Tabla 23: Características de anclajes activos propuestos.....	88
Tabla 24: Resumen de factores de seguridad para anclajes activos. ....	89
Tabla 25: Cálculo de acero necesario.....	92
Tabla 26: Resumen de longitudes de bulbo propuestas.....	93
Tabla 27: Resumen de anclajes activos propuestos. ....	94

## LISTA DE SÍMBOLOS.

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
AASHTO	American Association of State of Highway Transportation Officials.
FHWA	Federal Highway Administration.
SPT	Ensayo de penetración estándar (Standard Penetration Test).
RSS	Talud de suelo reforzado (Rainforced Soil Slope).
MSE	Tierra mecánicamente estabilizada (Mechanically Stabilized Earth).
CPT	Ensayo de penetración de cono (Cone penetration test).
PSI	Libras por pulgada cuadrada.
cm	Centímetros.
t/m <sup>2</sup>	Toneladas por metro cuadrado.
Cc	Coefficiente de consolidación.
Cv	Coefficiente de compresión.
m	Metro.
m <sup>2</sup>	Metros cuadrados.
m <sup>3</sup>	Metros cúbicos.
$\phi$	Ángulo de rozamiento.
$\phi_R$	Ángulo de fricción residual.

## GLOSARIO.

### *Ángulo de fricción:*

Se define como fuerza de rozamiento o fuerza de fricción entre dos superficies en contacto a la fuerza que se opone al movimiento de una superficie sobre la otra (fuerza de fricción cinética) o a la fuerza que se opone al inicio del movimiento (fuerza de fricción estática). Se genera debido a las imperfecciones, especialmente microscópicas, entre las superficies en contacto.

### *Cohesión:*

Es la atracción entre moléculas que mantiene unidas las partículas de una sustancia, en particular tratándose de terrenos o tipos de suelos.

### *Corrosión:*

Es definida como el deterioro de un material metálico a consecuencia de un ataque electroquímico por su entorno. Siempre que la corrosión esté originada por una reacción electroquímica (oxidación).

### *Erosión:*

Se denomina erosión al proceso de sustracción de roca al suelo intacto, generalmente por acción de corrientes superficiales de agua o viento, por cambios de temperatura o por gravedad.

### *Esfuerzo de Corte:*

Es el que viene dado por la resultante de tensiones cortantes  $\tau$ , es decir, tangenciales, al área para la cual pretendemos determinar el esfuerzo cortante.

### *Estática:*

Parte de la mecánica de suelos que estudia las condiciones de equilibrio de un terreno.

*Falla:*

Es una discontinuidad que se forma en las rocas someras de la Tierra por fracturas, cuando concentraciones de fuerzas tectónicas exceden la resistencia de las rocas. La zona de ruptura tiene una superficie más o menos bien definida denominada plano de falla y su formación va acompañada de deslizamiento tangencial (paralelo) de las rocas a este plano.

*Flujo:*

Es el caudal de un fluido desplazándose por un talud o ladera.

*Grout:*

Es un suelo bien compactado para el relleno de espacios pequeños.

*Mampostería:*

Es el sistema tradicional que consiste en la construcción de muros, para diversos fines, mediante la colocación manual de elementos.

*Suelo:*

Es un medio poroso, biológicamente activo y estructurado, desarrollado en la superficie emergida de la Tierra.

*Terraplén:*

Es la tierra con que se rellena un terreno para levantar su nivel y formar un plano de apoyo adecuado para hacer una obra.

*Nivel freático:*

Corresponde al nivel superior de una capa freática o de un acuífero en general. A menudo, en este nivel la presión de agua del acuífero es igual a la presión atmosférica.

## RESUMEN.

Este documento consiste en una recopilación de métodos mecánicos de estabilización de taludes. Por la geometría o la perturbación de las fuerzas estabilizadoras del talud, además de la presencia de agua o efectos sísmicos, se pueden producir movimientos del material, los cuales representan un peligro para la infraestructura y la vida humana. Por tal razón, se han desarrollado sistemas para estabilizar el talud a través de la utilización de elementos estructurales que generan fuerzas externas sobre el mismo y, por lo tanto, sujetan el material evitando desplazamientos indeseados, a partir de esta recopilación se seleccionarán los métodos de uso más utilizados en el área metropolitana de Guatemala para la estabilización de taludes a orillas de carreteras y con dichas metodologías se diseñarán las soluciones para tres taludes y se utilizarán diferentes metodologías para estabilizarlo, dependiendo de las condiciones del mismo.

Esta investigación contiene información sobre métodos de retención de taludes, conceptos básicos para el diseño, elementos constructivos, ventajas y desventajas. Así mismo contiene explicaciones generales para el diseño de muros de gravedad, muros de anclajes pasivos y anclajes activos. Se utilizó el programa TALREN para analizar la estabilidad global de los taludes utilizados en los ejemplos de anclajes activos y anclajes pasivos, con los resultados se diseñaron los elementos estructurales de estos ejemplos

# 1. INTRODUCCIÓN.

La presencia de superficies inclinadas que adoptan permanentemente ciertas estructuras de tierra presentes por medios naturales o como consecuencia de la intervención humana son consideradas como una obra de ingeniería y han existido desde los orígenes de la humanidad.

Es importante mencionar que el estudio científico de la mecánica de suelos hizo posible la introducción de normas y criterios definidos lo que ha hecho posible la creación de métodos para la retención de taludes, tomando en cuenta las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos.

La importancia de la construcción de taludes radica en la proliferación de modernas vías de comunicación: canales, caminos o carreteras. Estos, obedecen a la necesidad de protección y conservación de la apertura de nuevas brechas, mismas que conllevan un alto grado de desarrollo social y económico. Sin embargo, su uso no está limitado al desarrollo de vías de comunicación actuales, puesto que también son utilizados como obras de protección contra la acción de los ríos, o simplemente, contra el efecto erosivo del agua, en cualquiera de sus manifestaciones.

Debido a que los casos que necesitan de la estabilización de taludes son distintos, es importante comprender que el o los sistemas de protección dependerán del tipo suelo y de los materiales presentes, y de los factores que afectan la estabilidad de los mismos.

La presente investigación tiene como objeto recopilar soluciones para la estabilización de taludes, el cual estará al alcance de los profesionales con el fin de que se facilite la toma de decisiones con base en fundamentos teóricos. Para esto se creó una memoria descriptiva de los métodos de estabilización de taludes disponibles para usos de obras de ingeniería dentro del área metropolitana de Guatemala.

Se recopiló información sobre los distintos métodos de estabilización de taludes existentes. Luego de ello se desarrolló una memoria de cálculo para el diseño de las estructuras de estabilización de un talud determinado utilizando tres métodos distintos.

Por lo antes mencionado, se considera que esta investigación, resultará de beneficio para todos aquellos involucrados en el diseño de estabilización de estas estructuras, cualquiera que sea su tipo.

## 2. JUSTIFICACIÓN.

En la ejecución de obras civiles, es necesario contar con la información adecuada para la toma rápida de decisiones ante una situación dada. En muchos casos, se requieren soluciones para las condiciones geométricas del terreno luego de llevar a cabo los movimientos de tierra respectivos. Este es el caso de la estabilización de taludes, la cual se realiza luego de los estudios geológicos y geotécnicos pertinentes. Sin embargo, en la bibliografía, generalmente no se encuentran todos los métodos de estabilización disponibles de manera rápida y resumida.

Por lo tanto, se lleva a cabo este trabajo de investigación para crear una recopilación de soluciones para la estabilización de taludes, el cual estará al alcance de los profesionales con el fin de que se facilite la toma de decisiones con base en fundamentos teóricos y así obtener los mejores resultados, evitando catástrofes debido a la implementación de métodos inadecuados y mejorando la calidad de vida de las personas.

## 3. OBJETIVOS.

### 3.1 GENERAL.

- Crear una memoria descriptiva de los métodos de estabilización de taludes disponibles para usos de obras de ingeniería dentro del área metropolitana de Guatemala.

### 3.2 ESPECÍFICOS.

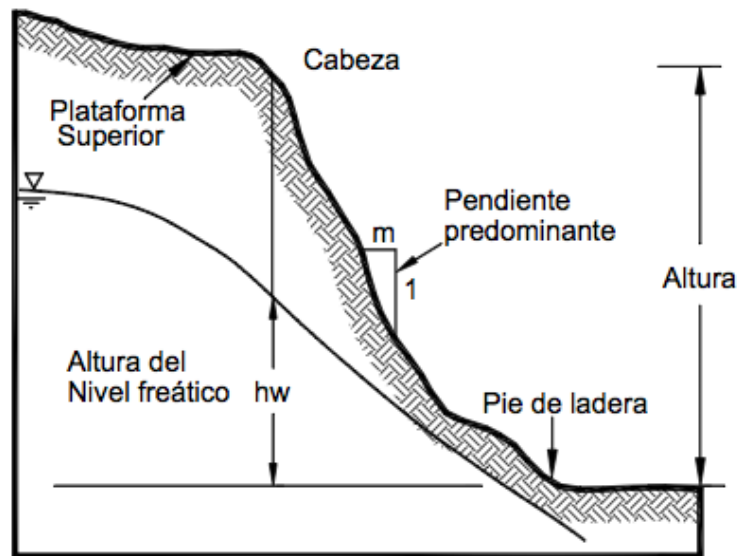
- Desarrollar un marco teórico sobre los principios generales de taludes e inestabilidad de los mismos.
- Recopilar información sobre los distintos métodos de estabilización de taludes existentes.
- Desarrollar la memoria de cálculo para el diseño de las estructuras de estabilización de tres taludes utilizando tres métodos distintos.

## 4. MARCO TEÓRICO.

### 4.1 CONCEPTOS BÁSICOS SOBRE TALUDES.

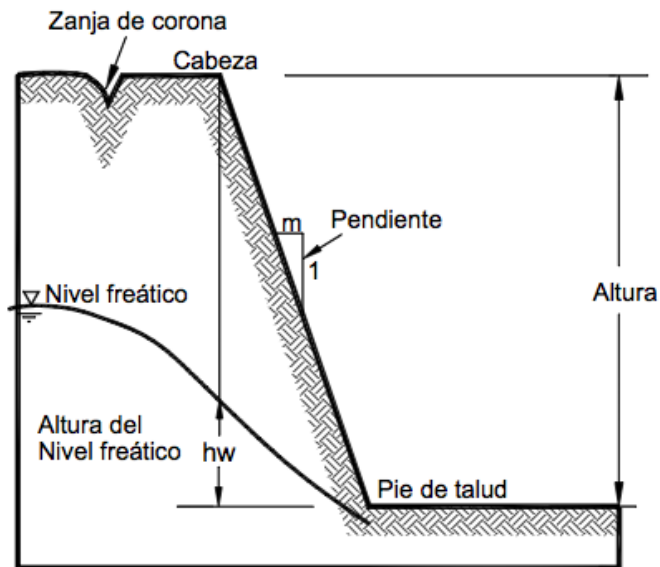
Un talud es una inclinación del paramento de un muro, desmonte o terraplén. Un talud, también conocido como ladera, es una masa de tierra que no es plana sino que presenta una pendiente o cambios significativos de altura. En la literatura técnica, se define como ladera cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y, talud, cuando se conformó artificialmente. Los taludes se pueden agrupar en tres categorías generales: los terraplenes, los cortes de laderas naturales y los muros de contención. También se puede presentar combinaciones de los diversos tipos de taludes y laderas.

Figura 1: Partes de un talud de sección de talud natural.



(Fuente: Suárez, 2012)

Figura 2: Partes de un talud con corte realizado.



(Fuente: Suárez, 2012)

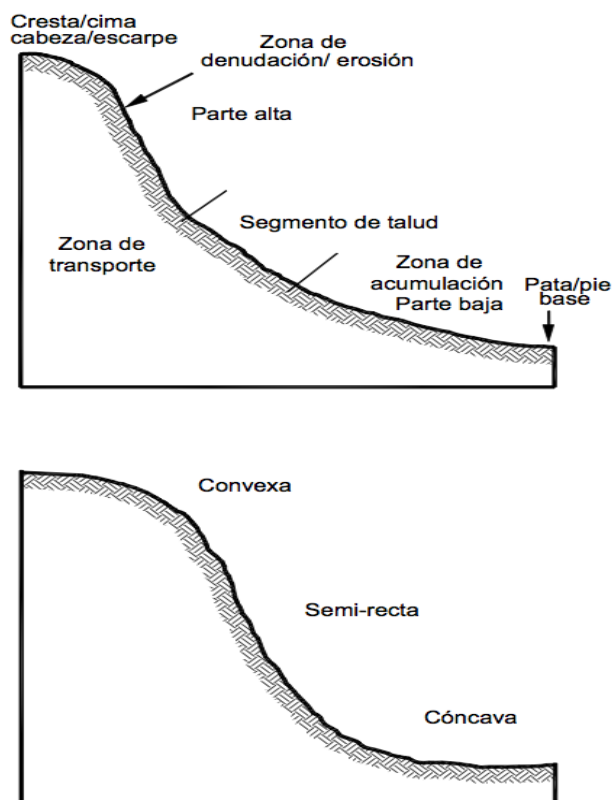
4. 1.1 Partes de un talud. El talud comprende una parte alta o superior convexa con una cabeza, cima, cresta o escarpe, donde se presentan procesos de denudación o erosión; una parte intermedia semirrecta y una parte baja o inferior cóncava con un pie, pata o base, en la cual ocurren principalmente procesos de depositación.

En un talud o ladera se definen los siguientes elementos constitutivos:

- Pie o base. El pie, corresponde al sitio de cambio brusco de la pendiente en la parte inferior del talud o ladera. La forma del pie de una ladera es generalmente cóncava.
- Cabeza o cresta. Cabeza se refiere al sitio de cambio brusco de la pendiente en la parte superior del talud o ladera. Cuando la pendiente de este punto hacia abajo es semi-vertical o de alta pendiente, se le denomina escarpe. Los escarpes pueden coincidir con coronas deslizamientos. La forma de la cabeza generalmente es convexa.
- Altura. Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza, la cual se presenta claramente definida en taludes artificiales; pero, es complicada de cuantificar en las laderas, debido a que el pie y la cabeza generalmente no son accidentes topográficos bien marcados.

- Altura de nivel freático. Es la distancia vertical desde el pie del talud o ladera, hasta el nivel de agua (la presión en el agua es igual a la presión atmosférica). La altura del nivel freático, se acostumbra medirla debajo de la cabeza del talud.
- Pendiente. Es la medida de la inclinación de la superficie del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación m: 1, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical. Ejemplo:  $45^\circ = 100\% = 1H: 1V$ .

Figura 3: Descripción de pendientes de un talud.



(Fuente: Suárez, 2012)

Los suelos o rocas más resistentes generalmente forman laderas de mayor pendiente y los materiales de baja resistencia o blandos, tienden a formarlas de baja pendiente.

## 4.2 MUROS DE GRAVEDAD.

Los muros de gravedad son estructuras convencionales de contención, los cuales obtienen su soporte por la acción de su peso solamente. Son elementos principalmente pasivos, los cuales soportan cargas laterales por la tendencia del suelo a moverse. La altura que puede usarse en los muros de gravedad es muy limitada, especialmente cuando se encuentra cimentada sobre suelos arcillosos; sin embargo, a pesar de sus limitaciones, los muros de gravedad y en voladizo se utilizan con mucha frecuencia para la prevención y remedio de amenazas a deslizamientos de tierra.

Se deben diferenciar dos tipos generales de muros de gravedad (Abramson L.W, 2002):

- Muros rígidos. En esta categoría se encuentran los muros de concreto reforzado, concreto simple y concreto ciclópeo.
- Muros flexibles. Se incluyen los muros en gaviones, los muros criba, los pedraplenes y los muros de tierra con llantas usadas, entre otros.

4.2.1 Muros rígidos. Son estructuras de contención, generalmente de concreto, que no permiten deformaciones importantes sin romperse. Se apoyan sobre suelos competentes para transmitir fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro y de esta forma generar fuerzas de contención. La utilización de muros rígidos es una de las formas más sencillas de manejar cortes y terraplenes ya que actúan como una masa concentrada que sirve de elemento contenedor de la masa inestable, por ello son conocidos también como muros de contención.

El empleo de muros de contención rígidos para estabilizar deslizamientos es una práctica común en todo el mundo, pero, su éxito ha sido limitado por la dificultad que existe en el análisis de cada caso en particular y, por las diferencias que existen entre las fuerzas reales que actúan sobre el muro en un caso de deslizamiento y los procedimientos de análisis basados en criterios de presiones activas, utilizando las teorías de presión de tierras de Rankine o Coulomb.

4.2.1.1 Descripción de los muros de concreto ciclópeo. El concreto ciclópeo es una mezcla de concreto con cantos o bloques de roca dura. Generalmente, se utilizan mezclas de 60% de concreto y 40% de volumen de bloques de roca. Debe tenerse en cuenta que a mayor cantidad de roca, existe mayor posibilidad de agrietamiento del muro por presencia de zonas de debilidad estructural interna. El diseño de un muro de concreto ciclópeo es muy similar a un muro de concreto simple.

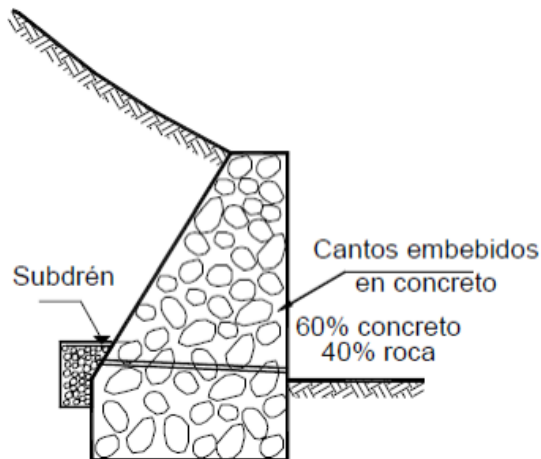
4.2.1.1.1 Criterios de diseño de los muros de concreto ciclópeo: Para el diseño de muros de concreto ciclópeo se deben tener en cuenta la totalidad de los criterios para los muros de concreto simple, los cuales se especificarán más adelante, y adicionalmente los siguientes criterios:

- Deben utilizarse bloques de roca angulosa. Si se requiere utilizar bloques redondeados estos deben romperse o rajarse para que tengan caras rugosas y bordes angulosos. Es muy importante una buena adherencia entre los bloques de roca y el concreto.
- Los muros de concreto ciclópeo, poseen resistencia baja a la tensión y no se permiten muros esbeltos.
- No se debe utilizar bloques de roca frágil o blanda.

Tabla 1: Ventajas y desventajas de muros de concreto ciclópeo.

Ventajas	Desventajas
<p>Una de las ventajas de utilizar este tipo de muro se encuentra en que son muy similares a los de concreto simple; utilizan bloques o cantos de roca como material embebido, disminuyendo los volúmenes de concreto y que, por lo tanto, son generalmente más económicos que los de concreto simple o reforzado.</p>	<p>La contraparte de utilizar este tipo de muro es que se requiere una muy buena cimentación; no soportan esfuerzos de flexión grandes (aunque eso se ajusta utilizando vigas y/o columnas de acero) y por último, que se requiere la disponibilidad de bloques de roca.</p>

Figura 4: Sección típica de muro de gravedad de concreto ciclópeo



(Fuente: Suárez, 2012)

4.2.1.2 Descripción de los muros a gravedad de concreto simple: Los muros de concreto simple o sin refuerzo son masas relativamente grandes de concreto, las cuales trabajan como estructuras rígidas, actúan como estructuras de peso o gravedad y se recomienda no emplear alturas superiores a cuatro metros, debido no sólo al aumento de costos, sino a la presencia de esfuerzos de flexión que no pueden ser resistidos por el concreto y se pueden presentar roturas a flexión en la parte inferior del muro o dentro del cimientto.

4.2.1.3 Criterios de diseño de los muros a gravedad de concreto simple: Para el diseño de muros de concreto simple se deben tener en cuenta los siguientes criterios, que serán los mismos que para los muros de concreto ciclópeo mencionados:

- El diseño de un muro en concreto debe tener en cuenta la estabilidad intrínseca del muro, el factor de seguridad del deslizamiento y la capacidad de soporte en forma similar a los muros de concreto reforzado. Sin embargo, en el caso de muros masivos de gravedad, no se realiza un análisis de momentos internos.
- Los muros de concreto, en todos los casos, deben tener un sistema de drenaje para eliminar la posibilidad de presiones de agua.
- Se deben construir juntas de contracción o expansión, en ningún caso deben tener distancias superiores a 10 metros. Si los materiales utilizados poseen

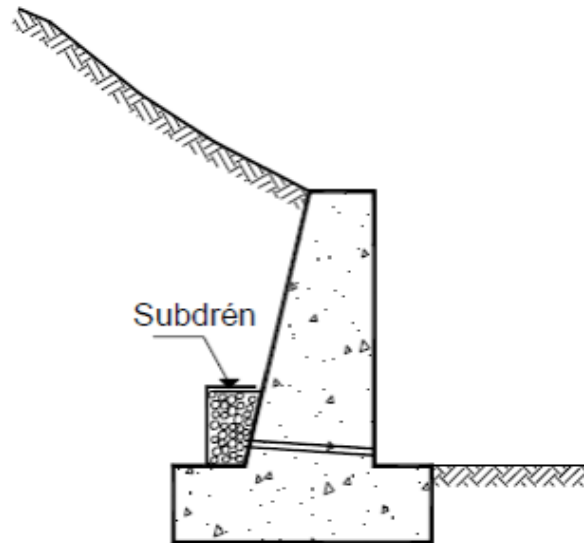
coeficientes altos de dilatación por cambio de temperatura, las juntas deben colocarse a menos de 8 metros de distancia entre ellas.

- La pendiente de la pared del muro debe tener una inclinación similar a la recomendada para muro de concreto reforzado.
- Los muros de concreto deben cimentarse por debajo de la superficie de falla con el objeto de obtener fuerzas de reacción por fuera del movimiento que aporten estabilidad, no solo al muro sino al deslizamiento.

Tabla 2: Ventajas y desventajas de muros a gravedad de concreto simple.

Ventajas	Desventajas
<p>Son relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas para propósitos arquitectónicos y pueden colocarse enchapes para mejorar su apariencia.</p>	<p>Se requiere una muy buena fundación y no permiten deformaciones importantes, se necesitan cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado antes de que puedan trabajar efectivamente. En general, resultan poco económicos para alturas mayores de tres metros.</p>

Figura 5: Sección típica de muro de concreto simple



(Fuente: Suárez, 2012)

4.2.1.4 Descripción de los muros a gravedad armados: Los muros de concreto reforzado son relativamente esbeltos y comúnmente en forma de L, con relleno en tierra por encima de la cimentación. Una estructura de concreto reforzado resiste las fuerzas de un movimiento, debido principalmente, a la presión de la tierra sobre el muro. El muro, a su vez, debe apoyarse en una cimentación por fuera de la masa inestable.

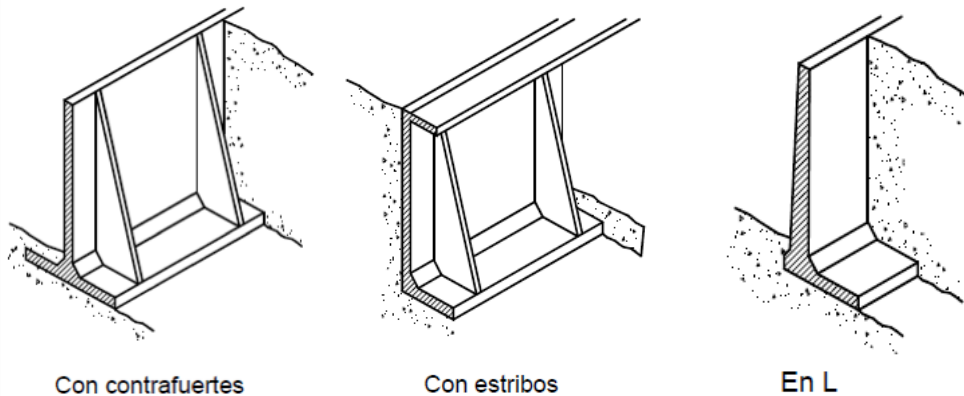
Existen diferentes tipos de muros de concreto reforzado, diferenciándose en su diseño, algunos de estos son:

4.2.1.4.1 Muros empotrados o en voladizo. En forma de L o T invertida, los cuales tienen una placa semivertical o inclinada monolítica, con otra placa en la base.

4.2.1.4.2 Muros con contrafuertes. En los cuales, la placa vertical o inclinada está soportada por contrafuertes monolíticos que le dan rigidez y ayudan a transmitir la carga a la placa de cimentación.

4.2.1.4.3 Muros con estribos. En los cuales, adicionalmente a la placa vertical, la placa de cimentación y los contrafuertes, se construye una placa superior horizontal que aumenta la rigidez y capacidad para soportar momentos.

Figura 6: Tipos de muros de gravedad armados.



(Fuente: Suárez, 2012)

El tipo de muro a emplear depende especialmente de las características morfológicas del terreno: altura, tipo de talud (corte o relleno) y calidad del suelo de cimentación.

4.2.1.4.4 Criterios de diseño de los muros a gravedad armados. En el diseño de los muros en voladizo se deben tener en cuenta los siguientes factores:

- Garantizar la estabilidad intrínseca del muro, para evitar volcamiento o deslizamiento sobre el suelo de cimentación.
- Evaluar la estabilidad general del talud o cálculo del factor de seguridad, incluyendo la posibilidad de fallas por debajo de la cimentación del muro.
- Diseñar las secciones y refuerzos internos para resistir momentos y cortantes, utilizando procedimientos de ingeniería estructural. El diseño estructural interno, requiere del cálculo de esfuerzos de flexión y de cortante, tanto en la cimentación, como en el cuerpo del muro.
- Para el diseño estructural se recomienda suponer que la placa vertical del muro se encuentra totalmente empotrada en la placa de cimentación. Se recomienda

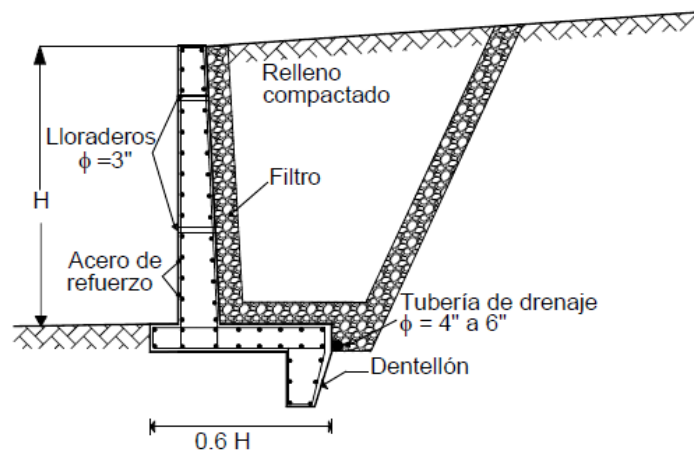
que en todos los casos de muro de concreto reforzado, se utilicen presiones de reposo para el cálculo de las fuerzas sobre las paredes del muro.

- El peso del suelo sobre el cimiento se debe considerar como parte integral de la masa del muro en el cálculo de fuerzas.
- Calcular la capacidad de soporte de la cimentación teniendo en cuenta todos los pesos y fuerzas externas.
- La fricción suelo-muro en su parte posterior, no debe tenerse en cuenta en deslizamientos, por no existir desplazamiento a lo largo de este plano. Se considera que el suelo se desplaza solidariamente con el muro.
- Se recomienda suponer que el plano de aplicación de las presiones activas es el plano vertical, tomado en el extremo posterior del cimiento del muro.
- Se debe tener en cuenta que la utilización de contrafuertes o estribos, generalmente disminuye el costo comparativamente con un muro empotrado en L o T invertida.
- A la pendiente de la pared de fachada se le debe asignar una inclinación ligera para evitar la sensación visual de que el muro se encuentra inclinado. Generalmente, se recomienda una pendiente de 1 en 50.
- En todos los casos, los muros de concreto reforzado deben contener un sistema de drenaje detrás de su pared vertical y/o un sistema de lloraderos o salidas para el agua represada detrás del muro. Debe tenerse en cuenta que, aún en el caso de suelos completamente secos, la presencia del muro puede inducir el represamiento de pequeñas cantidades de agua de infiltración.
- Es importante la construcción de juntas estructurales para evitar fisuras o grietas relacionadas con cambios de temperatura. La distancia recomendada entre juntas no debe ser mayor de 10 metros a lo largo del muro, en la estabilización de deslizamientos. En suelos estables puede ser hasta de 20 metros.

Tabla 3: Ventajas y desventajas de los muros a gravedad armados.

Ventajas	Desventajas
<p>Los muros de concreto reforzado pueden emplearse en alturas grandes (superiores a ocho metros), previo su diseño estructural y estabilidad. Se utilizan métodos convencionales de construcción, en los cuales la mayoría de los maestros de construcción tienen experiencia.</p> <p>En la mayoría de los casos es necesario colocar un dentellón o "tacón de cortante" para mejorar la resistencia al deslizamiento. Este dentellón debe tener refuerzo suficiente para resistir los esfuerzos de cortante.</p>	<p>Requieren de buen piso de cimentación.</p> <p>Son poco económicos en alturas muy grandes y requieren de formaletas especiales. Su escaso peso los hace menos efectivos en muchos casos de estabilización de deslizamientos de masas grandes de suelo.</p> <p>Un muro en concreto reforzado es generalmente económico y viable para alturas de hasta de 8 metros. Para alturas mayores, el espesor de la placa semivertical aumenta en forma considerable y el muro resulta muy costoso.</p>

Figura 7: Sección típica de muro armado con drenajes.



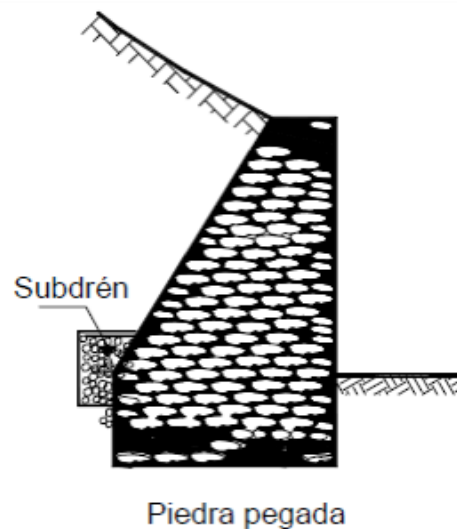
(Fuente: Suárez, 2012)

4.2.1.5 Descripción de los muros a gravedad de mampostería: Los muros de roca pegada o mampostería (con menos del 60% de su volumen en concreto o en mortero) tienen un diseño muy similar al de los muros de concreto ciclópeo o simple. Debe tenerse en cuenta que estos muros son muy frágiles y requieren de secciones mayores que los de concreto convencional. Es muy importante garantizar la adherencia entre los bloques de roca y el concreto o mortero.

Tabla 4: Ventajas y desventajas de un muro a gravedad de mampostería.

Ventajas	Desventajas
Son muy económicos cuando hay disponibilidad de bloques de roca. Son visualmente atractivos.	Se requiere muy buena fundación. Resistencia muy baja a la flexión. Son muy vulnerables a los movimientos.

Figura 8: Sección típica de un muro a gravedad de mampostería.



(Fuente: Suárez, 2012)

4.2.2 Muros flexibles. Son estructuras masivas y flexibles. Se adaptan a los movimientos. Su efectividad depende de su peso y de la capacidad de soportar deformaciones importantes sin que se rompa su estructura. Los muros flexibles son estructuras que se deforman fácilmente por las presiones de la tierra sobre ellas o que se acomodan a los movimientos del suelo y, generalmente, se diseñan para resistir presiones activas en lo que se refiere a su estabilidad intrínseca y actúan como masas de gravedad para la estabilización de deslizamientos de tierra.

Existen muchos tipos de muros flexibles, entre ellos los más populares son: muros de llantas usadas, de enrocado, de bolsacreto, de gaviones y de elementos prefabricados.

4.2.3 Descripción de muros de gaviones. Los gaviones son cajones de malla de alambre galvanizado que se rellenan de cantos de roca. Los muros en gaviones son estructuras de gravedad y su diseño sigue la práctica estándar de la ingeniería civil. Debe tenerse en cuenta, de manera muy especial, el amarre entre unidades de gaviones para evitar el movimiento de unidades aisladas y poder garantizar un muro monolítico.

Por su flexibilidad el muro de gaviones puede deformarse fácilmente al ser sometido a presiones, diferenciándose un poco su comportamiento de los muros convencionales.

El muro puede flectarse sin necesidad de que ocurra su volcamiento o deslizamiento, y es común encontrar deflexiones hasta el 20% de la altura.

4.2.3.1 Criterios de diseño de un muro de gaviones. La metodología de diseño es muy similar a las utilizadas para el diseño de muros convencionales de gravedad. No existe un sistema de diseño universalmente aceptado para muros en gaviones y debe tenerse en cuenta que la gran deformación del muro puede generar una falla interna debida a su propia flexibilidad. Las deformaciones internas pueden ser de tal magnitud que el muro no cumpla con el objetivo para el cual fue diseñado, y no actúe como estructura de contención.

En el diseño debe tenerse en cuenta que para evitar deformaciones excesivas relativas, el muro debe proporcionarse de tal forma que la fuerza resultante actúe en el tercio medio de la sección volumétrica del muro.

El ángulo movilizado de fricción  $\delta$  utilizado en el diseño no debe exceder  $\phi'/2$  donde:  $\phi'$  es el ángulo de fricción interna del relleno compactado detrás del muro. En el caso de que el muro se cimiente sobre suelos compresibles  $\delta$  es igual a cero.

Diseño interno de la estructura del gavión: El gavión debe tener un volumen o sección tal que internamente no se pueda producir su falla o rotura a lo largo de cualquier plano. Es importante analizar la estabilidad del muro independientemente nivel por nivel, suponiendo en cada uno de los niveles que el muro es una estructura de gravedad apoyada directamente sobre las unidades de gavión inmediatamente debajo de la sección considerada. En resumen, se deben realizar un número de análisis igual al número de niveles.

Especificaciones de los elementos internos: Tipo de malla, calibre del alambre, tamaño de las unidades, tipo y número de uniones, y calidad del galvanizado, tamaño y forma de los cantos. Se debe diseñar unión por unión la cantidad de alambre de amarre entre unidades. Se debe definir si la malla es de triple torsión, electro soldada o eslabonada y el calibre de alambre de la malla, la escuadría del tejido de la malla, el peso de zinc por metro cuadrado de superficie de alambre, el tipo de uniones entre unidades, etc.

Es importante que en el diseño se incluya un dibujo de la forma como se amarran las unidades entre sí, para facilitar su construcción en forma adecuada. El tamaño máximo de los cantos debe ser superior a dos veces el ancho máximo de la escuadría de la malla. Generalmente, se utilizan cantos de diámetro entre 15 y 30 centímetros.

Despiece de las unidades de gavión nivel por nivel: Se debe diseñar el traslape entre unidades para darle rigidez al muro. Es importante dibujar planos de cada uno de los niveles del muro en gaviones para facilitar su construcción de acuerdo con el diseño.

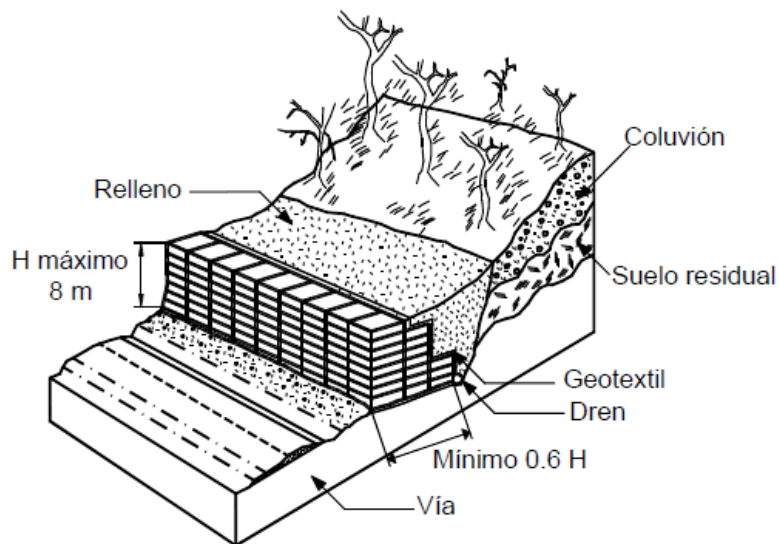
Sistema de filtro: En el contacto entre el suelo y el gavión se recomienda colocar un geotextil no tejido como elemento de filtro; en la cimentación del muro, se recomienda construir un dren colector para recoger el agua recolectada. Debe tenerse en cuenta que el muro en gaviones es una estructura permeable, la cual permite la infiltración de prácticamente el 100% de la lluvia y la escorrentía que pase por encima del muro. Para el diseño de muros en gaviones se recomienda consultar la publicación “Control de Erosión en Zonas Tropicales” (Suárez, 2012).

Detalles especiales: Las canastas de gavión se colocan una sobre otra, tratando de traslapar lo mejor posible las unidades para darle cierta rigidez requerida por el muro. Para muros muy anchos con secciones superiores a cuatro metros, se puede realizar cierta economía adoptando una forma celular de construcción, lo cual equivale a eliminar algunas de las cajas interiores donde los espacios se rellenan con roca sin la colocación de canastas de malla. El tamaño y la forma de estas celdas deben diseñarse en tal forma que no se debilite la estabilidad interna general del muro. En ocasiones los muros de gaviones contienen una serie de contrafuertes que los hacen trabajar como estructuras ancladas al suelo detrás del muro.

Tabla 5: Ventajas y desventajas de muros de gaviones.

Ventajas	Desventajas
<p>Algunas de las ventajas de un muro en gaviones son las siguientes: Simple de construir, mantener y utiliza los cantos y rocas disponibles en el sitio. Se puede construir sobre fundaciones débiles. Su estructura es flexible, puede tolerar asentamientos diferenciales mayores que otro tipo de muros y es fácil de demoler o reparar. Fácil alivio de presiones de agua. Soportan movimientos sin pérdida de eficiencia. Es de construcción sencilla y económica.</p>	<p>Las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambientes ácidos, por ejemplo, en suelos residuales de granitos se requiere cantos o bloques de roca, los cuales no necesariamente están disponibles en todos los sitios. Al amarre de la malla y las unidades generalmente no se le hace un buen control de calidad.</p>

Figura 9: Muro de gaviones.



(Fuente: Suárez, 2012)

4.2.4 Descripción de los muros criba. El muro criba es básicamente una estructura parecida a una caja formada por prefabricados de concreto o madera, entrelazados. El espacio interior de las cajas se rellena con suelo granular permeable o roca para darle resistencia y peso conformando un muro de gravedad. Generalmente existen dos tipos de prefabricados que se colocan en forma paralela a la superficie del talud o normal a éste.

Los travesaños son prefabricados normales al eje del muro en forma de I horizontal. En ocasiones, los travesaños son de una longitud tal, que obliga a la construcción de un elemento intermedio similar a sus puntas. Los largueros, son prefabricados largos que se apoyan sobre los travesaños y que tienen como objeto contener el material colocado dentro de las cajas o cribas. Las fuerzas son transferidas entre los prefabricados en los puntos de unión.

Adicionalmente, se pueden colocar pequeños bloques, que se llaman “almohadas”, en localizaciones críticas entre los prefabricados, para soportar algunos esfuerzos tales como torsiones y reducir la flexión. Algunos diseños de muros criba incluyen uniones metálicas o de madera entre los prefabricados para ayudar a transmitir las fuerzas. El muro criba tiene la ventaja de permitir asentamientos diferenciales importantes.

4.2.4.1 Criterios de diseño de los muros criba. Consiste en diseñar el muro de gravedad y las secciones refuerzo de los prefabricados de concreto. El muro criba, teóricamente, se comporta como un muro de gravedad, pero presenta el problema de que no es masivo y se debe analizar la posibilidad de que ocurran superficies de falla por encima del pie del muro. Debe tenerse en cuenta que algunos sistemas son objeto de patentes.

Este diseño en particular, incluye la estabilidad intrínseca de la masa total y el chequeo de la estabilidad interna a diversos niveles de altura del muro. Se sugiere realizar análisis de estabilidad a cada metro de altura del muro.

- El valor de  $\delta$  recomendado para un muro de criba es de:  $\delta = \phi'/2$  fricción suelo-muro criba = 0.8 a 1.0  $\phi'$

- Los travesaños y los largueros deben diseñarse para resistir flexiones debidas a la presión horizontal del relleno sobre los prefabricados. Las cabezas de los travesaños deben ser diseñadas para resistir el cortante generado y deben ser capaces de transferir las fuerzas de tensión inducidas.
- El ancho del muro criba depende de la longitud de travesaños disponibles. El ancho mínimo generalmente es de 1.2 metros. Los muros de baja altura pueden construirse verticales, pero para alturas superiores a 2 metros, generalmente se construyen inclinados para mejorar su estabilidad.
- La inclinación del muro depende de las características de estabilidad y; es común, encontrar taludes inclinados de 1 a 4 hasta 1 a 10. En ocasiones se han utilizado muros conformados por travesaños de madera. La cara exterior del muro, generalmente tiene una pendiente no superior a 0.25H:1V.

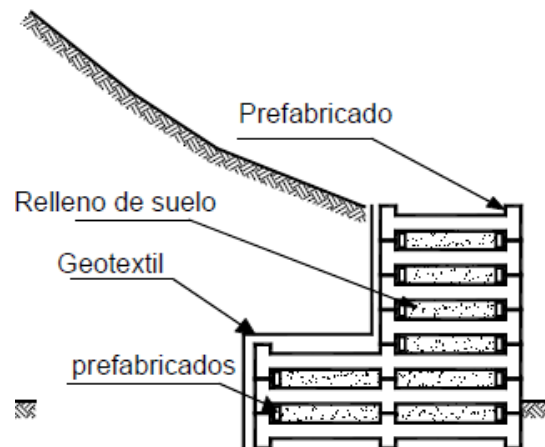
Los muros criba son más sensitivos a los asentamientos diferenciales que otros tipos de muros flexibles. La altura máxima en la que puede construirse una pared criba de celda simple, es aproximadamente 5 metros; y la altura máxima generalmente utilizada, es de 7 metros, empleando celdas dobles o triples. Los muros criba se construyen por lo general en alineamientos rectos; pero con el manejo adecuado de elementos especiales, pueden construirse de forma curva en radios mínimos de hasta 25 metros.

Para el diseño del muro se pueden utilizar teorías de presión de tierras desarrolladas para silos de granos. Sin embargo, algunos autores recomiendan diseñar las unidades para el doble de la presión calculada para este método.

Tabla 6: Ventajas y desventajas de un muro de criba.

Ventajas	Desventajas
Un muro de criba es simple de construir y mantener; utiliza el suelo en la mayor parte de su volumen, además, utiliza elementos prefabricados los cuales permiten un mejor control de calidad.	Se requiere material granular, autodrenante. Puede ser costoso cuando se construye un solo muro por la necesidad de prefabricar los elementos de concreto reforzado. Generalmente no funciona en alturas superiores a siete metros.

Figura 10: Muro de criba.



(Fuente: Suárez, 2012)

### 4.3 ANCLAJES.

Un anclaje es un elemento estructural instalado en suelo o roca, utilizado para transmitir una carga de tensión superficial a un manto de soporte profundo para de esta forma proveer un esfuerzo que resiste los producidos por la inestabilidad de las estructuras.

Actualmente los anclajes son una de las principales herramientas que tiene la ingeniería para resolver problemas de estabilidad, como ejemplos de aplicación de las estructuras ancladas pueden mencionarse:

- Estabilización de taludes.
- Estabilización de excavaciones profundas.
- Control de levantamiento de cimentaciones.
- Construcción de presas.
- Estabilización de túneles.

Los anclajes se pueden clasificar según su forma de trabajo en: anclajes pasivos y anclajes activos.

Los pernos, clavos y micropilotes son inclusiones pasivas de refuerzo de acero con lechada de cemento, colocadas dentro de una masa de suelo o roca, con el objeto de mejorar su estabilidad. Los pernos se utilizan principalmente en macizos de roca para evitar movimientos relativos de los bloques. Los clavos se colocan en suelos residuales o materiales relativamente duros para dar rigidez los taludes, y los micropilotes son estructuras pasivas de soporte o estabilización.

Los tres sistemas son similares en su estructura pero su mecanismo de trabajo es diferente. Las inclusiones pasivas son utilizadas con mucha frecuencia como herramienta de estabilización, especialmente en taludes de carreteras.

4.3.1 Descripción de anclajes tipo pernos. Los pernos son elementos estructurales generalmente constituidos por varillas de acero colocadas dentro de una perforación, la cual se inyecta posteriormente con cemento para unir la varilla al macizo de roca.

Realmente lo que ocurre es un refuerzo al macizo de roca por intermedio de la varilla. En esta forma se pueden evitar los caídos de roca y en ocasiones, los deslizamientos de roca fracturada con discontinuidades muy espaciadas.

El diseño de los pernos generalmente es empírico basado en un análisis de las discontinuidades en el macizo y de la estabilidad de los bloques. La parte más importante del diseño es determinar la localización, ángulo de inclinación y longitud de cada perno.

El detalle común de las tecnologías de pernos es que minimizan la relajación o desprendimiento de los bloques de roca. Una vez estos se sueltan, es muy difícil recobrar la estabilidad completa, por eso es muy útil que se realice la colocación de anclajes, previamente a una excavación. (Hoek, 1983)

Este pre-refuerzo se puede lograr instalando anclajes a medida que se avanza con el corte instalando pernos en la cresta de éste, antes de la excavación.

Los pernos tienen similitud con los anclajes pero no son pretensados. Generalmente son varillas de acero cementadas a la roca y con una platina y tuerca en la cabeza.

El perno se fija a la roca utilizando una resina, un cemento o por un sistema mecánico. El sistema de resina incluye cartuchos de un líquido y de un endurecedor, los cuales se mezclan en un tiempo de curado que varía de acuerdo al producto entre 1 y 90 minutos. El tiempo de curado también depende de la temperatura ambiente. El sistema consiste en insertar los cartuchos en el hueco para llenar el espacio entre el hueco y el perno.

Es importante que el diámetro del hueco y el tamaño de la varilla estén dentro de una tolerancia especificada, en tal forma que la resina se mezcle y funcione correctamente. La barra se introduce en el hueco y se mezcla la resina haciéndola rotar.

4.3.2 Descripción de anclajes pasivos. Los muros de anclajes pasivos son también conocidos como "Soil Nailing", o suelo enclavado. Este tipo de muro es una técnica que se utiliza para reforzar el suelo in-situ. El sistema consiste de un revestimiento de concreto lanzado, construido regularmente de arriba hacia abajo y un arreglo de inclusiones (miembros reforzados o nails) perforadas o insertadas en una masa de suelo.

En resumen el suelo enclavado se compone de tres elementos, el suelo in-situ, el refuerzo y la cubierta o revestimiento, aunque esta no siempre se utiliza (Byrne, 1987).

La disposición de las inclusiones puede efectuarse para actuar durante un tiempo de servicio más o menos prolongado, por lo que cabe distinguir entre (Pantoja, 2013):

- Inclusiones provisionales
- Inclusiones permanentes

Las primeras tienen el carácter de medio auxiliar, y proporcionan las condiciones de estabilidad a la estructura durante el tiempo necesario para disponer otros elementos resistentes que los sustituyan. Las inclusiones permanentes se dimensionan, evidentemente, con mayores coeficientes de seguridad. (Elias, 1988)

#### 4.3.2.1 Composición de los anclajes pasivos.

Inclusiones: Las inclusiones son elementos cortos o largos que se incrustan o colocan en el suelo formando retículas, estabilizando y reforzando el suelo. Las inclusiones en el suelo enclavado trabajan como refuerzo y la carga es transmitida a todo lo largo de la inclusión.

Las inclusiones de acero reforzado se pueden clasificar como:

- Inclusiones clavadas.
- Inclusiones llenadas con lechada.
- Jet graut nails.
- Inclusiones encapsuladas protegidas contra la corrosión.

4.3.2.1.1 Inclusiones clavadas. Son adecuadas para construcciones temporales y usan barras de acero # 5 a # 11 o angulares estructurales para mayor rigidez de clavado. Las barras de acero, tienen resistencia del orden de 60 a 85 kg/mm<sup>2</sup>, con límite elástico convencional de 50 a 70 kg/mm<sup>2</sup>. Es importante que todos estos tipos de acero sean dúctiles, con alargamientos en rotura superiores al 4% para evitar la rotura frágil, y facilitar, en caso necesario, un reajuste de esfuerzos.

Estos tienen una separación corta de 2 a 4 nail por cada 10 pies<sup>2</sup> (0.9 m<sup>2</sup>) creando una masa de suelo homogéneo y reforzado.

4.3.2.1.2 Las inclusiones son clavadas utilizando vibro percusión neumática o martillos hidráulicos. Esta técnica de instalación es rápida y económica (3 a 5 inclusiones por hora, pero está limitada por la longitud de la inclusión instalada, por consideraciones de equipo y adicionalmente por las condiciones del suelo (en gravas y rocas intemperizadas no es posible su uso).

4.3.2.1.3 Inclusiones llenadas con lechada. Adecuadas para construcciones temporales y permanentes. Estos son colocados en perforaciones realizadas con perforación rotativa, perforación por percusión, perforación con auger (barrena helicoidal) o con entubado de protección (casing). La lechada de cemento (grout) es introducida por gravedad o inyectada a bajas presiones desde el fondo del agujero perforado. El espaciamiento es típicamente ancho, desde 4 a 6 pies (1.2 a 1.8 m) entre centros. El diámetro de la perforación varía entre 3.5 pulgadas (9 cm) a 12 pulgadas (30 cm) cuando se usan barrenas helicoidales.

4.3.2.1.4 Los jet grout nails son inclusiones compuestas, hechas de un suelo lechada con un refuerzo central de acero, instalado simultáneamente. Estos son utilizados para aplicaciones temporales y también pueden ser utilizados para aplicaciones permanentes si la necesidad de protección contra la corrosión es pequeña. El refuerzo puede ser instalado utilizando el clavado con vibro-percusión a altas frecuencias (arriba de 70 Hz) y presiones de inyección de lechada extremadamente altas (mayores a 2,000 psi). El grout bajo esta técnica es inyectado a través de un canal de diámetro pequeño en el refuerzo o a través de un delgado tubo de acero soldado al refuerzo, bajo una presión lo suficientemente alta para causar la fractura hidráulica del suelo perimetral. Esta técnica está cubierta por una patente europea.

4.3.2.1.5 Técnicas de jet grouting. Proporcionan además, recompactación del suelo perimetral y en suelos granulares pueden incrementar significativamente la resistencia al corte y a la tracción del suelo.

4.3.2.1.6 Las inclusiones encapsuladas y protegidas contra la corrosión son utilizadas para estructuras permanentes con necesidades altas de protección contra la corrosión. La encapsulación se puede llevar a cabo insertando la barra de refuerzo en un tubo plástico o de acero y llenando los vacíos con grout, antes o durante la perforación del agujero. Muchas formas de encapsulación están patentadas.

4.3.2.2 Cubierta o Revestimiento: La función del revestimiento es asegurar la estabilidad local del suelo entre los refuerzos, limitar la descompresión inmediata después de la excavación y proteger el suelo retenido en su superficie de la erosión y los efectos del intemperismo. El tipo de cubierta que se utiliza depende en mayor parte de los requerimientos estéticos de la estructura ya que esta será la única parte de la estructura que quedara visible.

Dependiendo de la aplicación las siguientes cubiertas han sido utilizadas:

4.3.2.2.1 Malla de alambre soldado: La malla de alambre soldado puede utilizarse para aplicaciones temporales y permanentes. Es utilizada en estratos de roca intemperizada o en suelos granulares fuertemente cementados, donde la erosión de la superficie no se considera significativa. Para aplicaciones permanentes, el galvanizar la malla es necesario generalmente.

4.3.2.2.1 Concreto lanzado: El lanzado de concreto es ampliamente utilizado tanto para estructuras temporales como permanentes. El lanzado provee una capa superficial continua y flexible que puede rellenar vacíos y grietas de la superficie excavada. Para aplicaciones permanentes, siempre se refuerza con malla de alambre soldado con el espesor necesario con capas sucesivas de lanzado, cada una de 2 a 4 pulgadas (5 a 10 cm) de espesor.

Aplicaciones temporales han sido construidas utilizando malla de alambre soldado o fibras de refuerzo y concreto lanzado. El colocar la malla de alambre soldado o las fibras de refuerzo tiene el fin de dar mayor flexibilidad a la estructura y reducir la propagación de rajaduras. La durabilidad del lanzado depende en gran medida de mantener la relación agua cemento alrededor de 0.4 y utilizar una entrada de aire adecuada.

4.3.2.2.1 Paneles prefabricados: Los paneles prefabricados son utilizados en aplicaciones permanentes para proveer un acabado al producto que satisfaga los diversos requisitos estéticos, ambientales y de durabilidad. Estos también proveen un drenaje continuo atrás del revestimiento. Los paneles prefabricados pueden ser adjuntados a las inclusiones o ensamblados a la cabeza de la inclusión por medio de diferentes dispositivos.

4.3.2.3 Cabeza del clavo: La cabeza del Anclajes Pasivos la integran tres componentes principales, la platina, la tuerca y la roldana. La platina es fabricada de acero grado 36 (ASTM A 36) y es generalmente cuadrada de 200 a 250 mm de largo por 19 mm de grosor. La función de la platina es la de distribuir la fuerza al final del nailing, durante el procedimiento del concreto lanzado, y contrarrestar las fuerzas del talud. La platina contiene un agujero central en donde se coloca la barra de acero. La roldana es luego insertada en la barra de acero la cual es asegurada por medio de una tuerca hexagonal. La roldana y la tuerca, son fabricadas con acero consistente con la de la barra; por lo tanto, generalmente es grado 60. Las tuercas son ajustadas por medio de una llave de calibración.

4.3.2.4 Inyección: La inyección para Anclajes Pasivos es comúnmente una mezcla de cemento con agua, la cual llena el espacio anular entre la barra del nailing y el suelo que lo rodea.

La relación entre agua/cemento para la inyección en el Anclajes Pasivos varía entre 0.4 y 0.5. En algunos casos se puede utilizar una mezcla más densa con un slump de 30 mm debido a que el nailing se encuentra en un suelo altamente permeable o roca

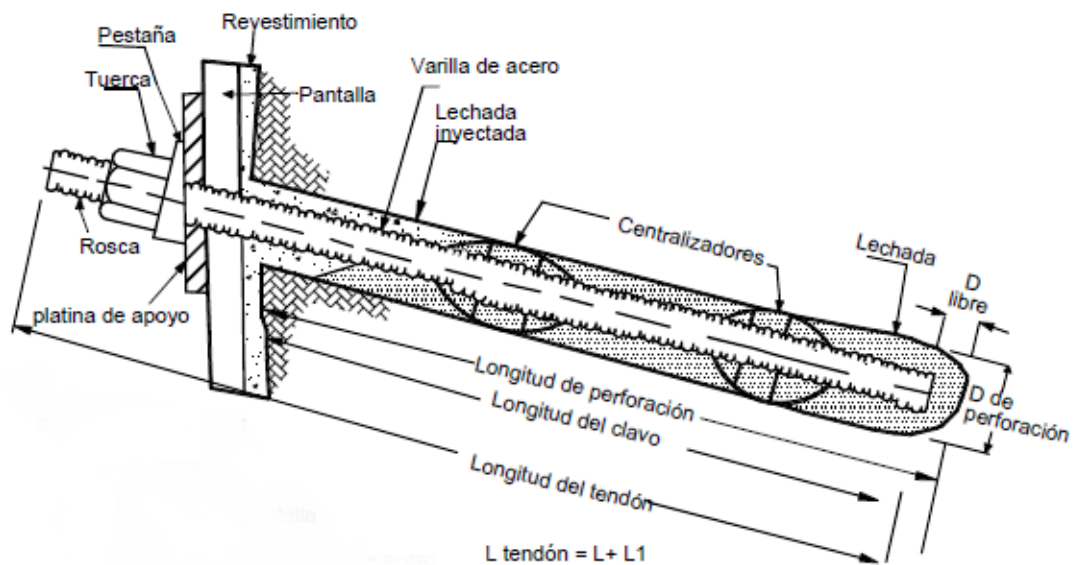
altamente fracturada. Ocasionalmente una mezcla muy densa puede ocasionar dificultades con la instalación de los centralizadores y en estos casos la mezcla por si sola puede proveer suficiente soporte para centralizar la barra de acero.

Las características de la mezcla para la inyección suele ser de alta influencia para un buen Anclajes Pasivos. Se debe de utilizar una mezcla que logre alcanzar como mínimo a los 28 días una resistencia a la compresión de 3,000 psi. La mezcla es bombeada poco después de ser colocada la barra de acero, para reducir el riesgo de derrumbes internos en el agujero.

4.3.2.4 Centralizadores: Los centralizadores son accesorios hechos de PVC o cualquier otro material sintético, los cuales son instalados en varias localizaciones a lo largo de la longitud de la barra del nail, para asegurar que un mínimo grosor de mezcla cubra completamente la barra de acero. Estos son instalados en intervalos regulares, generalmente no excediendo los 2.50m a lo largo de la longitud del nail, y a una distancia de aproximadamente 0.5m de cada extremo.

Elementos de protección a la corrosión: Los elementos de protección a la corrosión más utilizados, son pinturas epóxicas en los nails que se encuentran en suelos altamente salinos y que serán permanentes. El recubrimiento epoxico es un material dieléctrico que impide el paso de la corriente eléctrica que favorece a la corrosión.

Figura 11: Detalle de sección de elementos de Anclajes Pasivos.



(Fuente: Suárez, 2012)

4.3.2.5 Criterios de diseño de los anclajes pasivos. Características del muro de anclajes pasivos: Las características para estabilizar este tipo de muro incluyen: altura del muro, longitud del muro y la inclinación del muro (la inclinación típica está en el rango de  $0^\circ$  a  $10^\circ$ ). La inclinación de la cara del muro puede ser improvisada temporalmente para la estabilidad. (Elias, 1988)

4.3.2.5.1 Espaciamiento vertical y horizontal del anclajes pasivos: El espaciamiento horizontal es proporcional al vertical; y comprende un rango entre 1.25 a 2.00 m para una inyección y perforación convencional y a la vez este espaciamiento contiene un área de influencia de aproximadamente  $4.00 \text{ m}^2$ .

4.3.2.5.2 Patrones para la distribución del Anclajes Pasivos en el muro: Esta distribución puede ser rectangular, triangular, e irregular. El patrón rectangular resulta como una columna alineada al muro y facilita la construcción vertical de las juntas, para la instalación de los paneles de concreto. Al mismo tiempo, el patrón rectangular necesita una continuidad vertical para la fácil instalación de sistemas de drenaje.

4.3.2.5.3 Inclinación del anclaje pasivo. Normalmente el anclajes pasivos se instala con una inclinación en un rango del  $10^{\circ}$  a  $20^{\circ}$  respecto a la horizontal siendo la inclinación típica de  $15^{\circ}$ . Es recomendado este rango de inclinación para evitar el regreso de la inyección de la lechada de agua cemento que se aplica a cada nailing. También, se presenta este rango de inclinación debido a la posible localización de estructuras vecinas.

4.3.2.5.4 Longitud de anclajes pasivos y distribución. La distribución del largo de las barras del Anclajes Pasivos en el muro, pueden ser seleccionadas de manera uniforme o variable, dependiendo la longitud de la falla a proteger. Una longitud uniforme del nail, es cuando existe una sobrecarga menor y constante, y no se encuentran estructuras cercanas, y solo actúa el peso del suelo. Una longitud variable del nail, es cuando existen estructuras cercanas y su sobrecarga es mayor, para así controlar mejor las deformaciones del muro.

4.3.2.6 Materiales para el anclaje pasivo. La calidad de los materiales del Anclajes Pasivos tiene que ser comparado por ensayos de laboratorio de alta calidad.

4.3.2.7 Propiedades del suelo. Las propiedades del suelo son fundamentales en el diseño del muro de Anclajes Pasivos, debido a que es el elemento principal de la estabilización de los taludes. Las propiedades del suelo que se requieren a la hora del diseño de un muro de Anclajes Pasivos son: el peso específico del suelo  $\gamma$ , la cohesión  $c$  y el ángulo de fricción  $\phi$ .

Otras consideraciones iniciales del diseño:

- Evaluación de corrosión.
- Estimación del diámetro de perforación.
- Selección de factores de seguridad.
- Definición de cargas.

Tabla 7: Ventajas y desventajas de los anclajes Pasivos.

Ventajas	Desventajas
<p>Bajo costo, la relativa rapidez de instalación de las inclusiones no esforzadas (nails), la cual es considerablemente más corta que la de los anclajes y la capa de lanzado relativamente es más delgada.</p> <p>Únicamente se necesita de equipo liviano de construcción para colocar las inclusiones así como equipo simple de lanzado e inyección de lechada. El llenado de las perforaciones con lechada generalmente se hace por gravedad. Esta característica puede ser de particular importancia en lugares de difícil acceso.</p> <p>En suelos heterogéneos con gravas y zonas intemperizadas o roca dura, se ofrece la ventaja de perforaciones de diámetro pequeño para instalar los nails.</p> <p>Los volúmenes de corte, relleno y acarreo producto de la construcción de muros de contención convencionales se eliminan.</p>	<p>Los sistemas de drenajes para aguas subterráneas pueden ser difíciles de construir y es difícil de asegurar su efectividad a largo plazo.</p> <p>En áreas urbanas, el espaciado corto de las inclusiones puede interferir con construcciones cercanas. Además los desplazamientos horizontales pueden ser mayores que con los anclajes activos la cual puede causar distorsiones inmediatas a construcciones adyacentes.</p> <p>La capacidad de la inclusión puede no desarrollarse económicamente en suelos cohesivos sujetos a desplazamiento lento (crep), incluso con niveles de carga relativamente bajas.</p>

(Gassler, 1981)

4.3.3 Descripción de los Micropilotes: Los micropilotes reticulados fueron desarrollados en Italia y se utilizan para crear bloques rígidos monolíticos, reforzados a profundidades por debajo de la superficie de falla crítica. Los micropilotes son muy similares a los sistemas de clavos. (Loehr, 2007)

La diferencia principal entre los micropilotes reticulados y el “Nailing”, es que el comportamiento de los micropilotes está influenciado en forma significativa por su arreglo geométrico.

Se les denomina con frecuencia pilotes reticulados o pilotes de “raíz”, para presentarlos como una analogía del efecto de las raíces de un árbol dentro del suelo. Ensayos de campo y modelos de laboratorio, han demostrado que el trabajo en grupo de los micropilotes reticulados genera capacidades mayores de soporte, que grupos de pilotes verticales espaciados.

Son perforaciones de pequeño diámetro dentro de las cuales se coloca un refuerzo de acero y se inyecta lechada a presión para formar un pilote. Las cargas son transportadas por la fricción entre el suelo y la lechada, y los refuerzos pueden transmitir fuerzas de tensión y de compresión. Los micropilotes varían comúnmente desde 4 a 10 pulgadas de diámetro y longitudes entre 20 y 30 metros, y son capaces de transmitir cargas hasta de 100 toneladas a tensión o compresión.

Debido a la gran longitud de los elementos, comparada con los diámetros, la carga y los esfuerzos son soportados no solamente por el elemento en sí, sino también por el suelo a su alrededor. Los micropilotes pueden construirse en prácticamente todo tipo de suelos. Los micropilotes en una estabilización típica de deslizamientos, se instalan en varios ángulos en relación con la vertical. Los pilotes no reciben carga directa, pero forman una infraestructura interna, dándole coherencia a la masa de suelo.

4.3.3.1 Tipos de estructura de micropilotes. Desde el punto de vista de análisis, los micropilotes pueden ser diseñados como dos tipos de estructura:

4.3.3.1.1 Estructura convencional de pilotes. Los micropilotes actúan en forma independiente o en grupo dentro de la masa de suelo. En este caso, los pilotes se diseñan para soportar cargas de tensión y compresión. Para el caso de deslizamientos, este tipo resulta ser demasiado esbelto como para generar una resistencia significativa sobre la superficie de falla.

En este orden, son comparables a los clavos y generan principalmente resistencia al arrancamiento. Los ángulos semiverticales o de fuerte inclinación, a los cuales se colocan los micropilotes, generalmente no son muy eficientes. Los micropilotes que actúan en forma independiente, solo son útiles para deslizamientos relativamente pequeños a medianos o cuando se requiere solamente un mejoramiento marginal en la estabilidad.

La relativa ineficiencia de los micropilotes puede corregirse utilizando un número grande de ellos, o seleccionando tubos de acero en reemplazo de las barras de refuerzo. Para este caso se acostumbra a analizarlos en forma similar a la de los clavos.

4.3.3.1.2 Compuesto suelo-micropilotes. La masa que integra los pilotes funciona como estructura de gravedad. Este caso de estructura de micropilotes reticulada, es muy útil para estabilización de deslizamientos. No existe un procedimiento universalmente aceptado para el diseño de este tipo de micropilotes. Si se asume la masa de suelo como una estructura de gravedad garantizando la estabilidad interna con los refuerzos, puede analizarse como una masa a deslizamiento, a volteo y a estabilidad general del talud.

El número de micropilotes que se requiere para amacizar el suelo se determina con criterio heurístico. La masa con micropilotes debe extenderse por debajo del pie del talud para generar fuerzas pasivas. En todos los casos los micropilotes deben

extenderse por detrás de las superficies de falla o bloques activos de acuerdo a los análisis de estabilidad.

4.3.3.2 Construcción. La construcción incluye la perforación, la instalación del refuerzo, la inyección y la construcción de una estructura superficial de soporte. Para la perforación se pueden utilizar todo tipo de equipos. No es recomendable el uso de bentonita, debido a que se puede formar una torta en la pared que afecta el comportamiento del micropilote. El medio de excavación generalmente incluye agua.

4.3.3.2.1 Refuerzos de acero: Generalmente se utilizan varillas de 1 a 2.5 pulgadas de diámetro o grupos de varillas. Se acostumbra colocar centralizadores plásticos para mantener el refuerzo en el centro de la perforación. Existen varillas especialmente corrugadas para micropilotes.

Los refuerzos de micro-pilotes con tubería metálica son muy utilizados, especialmente para la estabilización de deslizamientos, debido a que aportan una mayor resistencia al cortante. La tubería tiene perforaciones para permitir la salida de la lechada hacia su parte externa. Es común también, la colocación de varias varillas como refuerzo o de varillas y tubería metálica.

4.3.3.2.2 Inyección de micropilotes: El procedimiento de inyección es probablemente la componente clave del éxito de un grupo de micropilotes, porque afecta significativamente la resistencia entre el micropilote y el suelo.

Generalmente, se utiliza lechada de cemento. La relación agua-cemento varía de 0.45 a 0.50 en peso y se obtienen resistencias a la compresión de cerca de 4.000 psi. No se recomienda la utilización de aditivos, pero en ocasiones se requieren plastificantes, especialmente en clima cálidos.

En Europa, con frecuencia, se le agrega arena al cemento en una relación 1:1 o 2:1. En estos casos se requieren presiones muy grandes de inyección y una mayor relación agua-cemento, cercana a 0.6.

La práctica actual es la inyección hasta el rechazo, teniendo en cuenta que entre más lechada entra al suelo, el resultado es mayor. Es común que se dejen mangueras en la primera inyección para realizar posteriormente procesos de reinyección.

4.3.3.2.3 Criterios de diseño de un micropilote. El diseño de micropilotes incluye los siguientes procedimientos:

Realizar un análisis para determinar el incremento de resistencia al lado de la crisis de falla potencial requerida, para obtener un factor de seguridad adecuado.

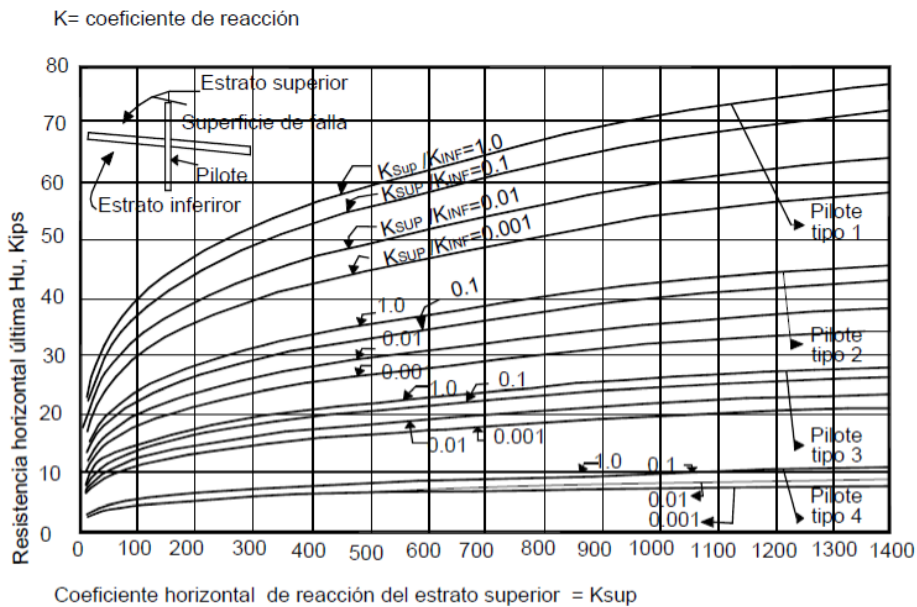
Donde:

R= resistencia total sobre la superficie crítica de falla.

A= fuerzas actuantes sobre la misma superficie.

R'= resistencia adicional al cortante que proveen los micropilotes.

Tabla 8: Resistencia horizontal última de micropilotes.



Pilote tipo	Agujero Día (Pulg)	Tubo o varilla (Pulg)	Grosor del tubo (Pulg)	Resistencia del acero Fy (Ksi)	Resistencia del concreto Fc'(Ksi)
1	8	7.0	0.500	80	4
2	6	5.5	0.400	80	4
3	6	4.0	0.375	80	4
4	6	≠9	N/A	80	4

Esta teoría se refiere a los momentos desarrollados en un pilote orientado perpendicularmente a la superficie de falla, asumiendo una distribución uniforme de velocidades del suelo sobre la superficie de falla.

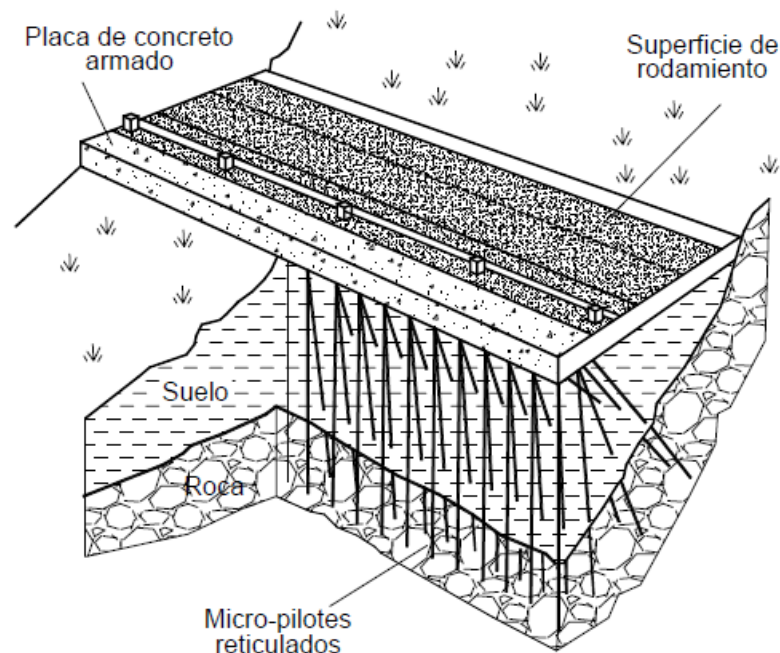
Revisar el potencial de falla plástica del suelo entre los elementos. Este potencial puede analizarse con un procedimiento desarrollado por (Ito, 1975).

Tabla 9: Ventajas y desventajas de los micropilotes.

Ventajas	Desventajas
<p>No requieren grandes excavaciones de suelos.</p> <p>Pueden utilizarse en suelos duros, blandos y en materiales con bloques de roca.</p> <p>No impiden el movimiento de las corrientes de agua.</p> <p>Pueden diseñarse para contrarrestar cualquier sistema de fuerzas internas.</p> <p>Son relativamente fáciles de construir.</p> <p>Tienen una gran cantidad de aplicaciones: estabilización, retención, mejora del suelo, cimentación y submuración.</p>	<p>La resistencia al cortante de un micropilote es muy pequeña por su gran esbeltez y área relativamente pequeña.</p> <p>La capacidad de resistencia horizontal a tensión de un micropilote inclinado a vertical es relativamente pequeña.</p> <p>Para estabilizar deslizamientos de tamaño mediano o grande se requiere colocar una gran cantidad de micropilotes.</p> <p>No existen metodologías de diseño universalmente aceptadas.</p> <p>Son relativamente costosos.</p>

(Design method for stabilization of slopes with piles, 1997)

Figura 12: Tramo carretero estabilizado con micropilotes.



(Suárez, 2012)

4.3.4 Anclajes activos. Un anclaje activo es un anclaje que se carga mediante técnicas de pre o post tensado, están conformados por torones de acero de alta resistencia, una vez inyectados se aplica una carga de tensión al cable hasta alcanzar la carga de trabajo para la cual fue diseñado, es utilizado como solución en inestabilidades con superficie de falla profunda.

Algunas de sus características básicas son (Sabatini, 1999):

- La carga inicial es mayor al 70% de la carga de diseño.
- Tienen longitud libre.
- Tienen poca rigidez axial: la carga cambia poco con la deformación.
- Material: cable o barra de alta resistencia.

4.3.4.1 Particularidades de anclajes activos: Son inyectados a presión generalmente, se les llama activos por que se les impone una carga (tensión) desde la case de construcción del muro, la carga de trabajo nos ayuda a comprimir el muro (o superficie rígida) contra el suelo para evitar movimientos futuros (Contreras, 2013).

4.3.4.2 Criterios de diseño. El diseño de un anclaje requiere conocer en primer lugar, el valor y dirección de los esfuerzos ejercidos por la estructura a anclar, denominadas cargas nominales, para poder en segundo lugar, dimensionar las diferentes partes del anclaje (tirante, longitud libre y longitud de bulbo).

El proyecto de un anclaje requiere conocer el valor y dirección de los esfuerzos ejercidos por la estructura a anclar. En las estructuras ancladas se deberán tener en cuenta dos aspectos:

- La estabilidad global de la zona en que se encuentra la estructura anclada.
- El comportamiento de cada uno de los elementos de los anclajes y sus efectos sobre el entorno más inmediato de los mismos (equilibrio local).

Se debe asegurar el comportamiento individual de cada componente de los anclajes considerando:

- La rotura parcial de la cabeza del anclaje o de la estructura a anclar, por exceso de tensión en los anclajes, o por fallo de alguno de estos últimos.
- La rotura del tirante a tracción y el deslizamiento del mismo dentro del bulbo.
- La pérdida de tensión en el anclaje por deslizamiento del bulbo contra el terreno.

Se presta particular atención, al dimensionamiento y posición de la placa de reparto de la cabeza del anclaje, para evitar deformaciones excesivas de la misma, concentración de tensiones en la estructura a anclar, asentamientos inadmisibles del terreno de apoyo, levantamiento de cuñas pasivas y descensos de las cabezas, entre otros.

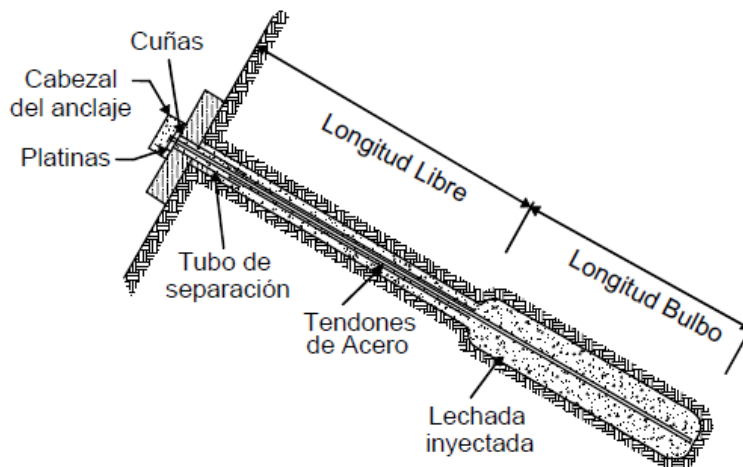
El ancho de la placa de reparto, será al menos el doble del diámetro de la perforación realizada en la estructura a anclar, y en ningún caso inferior a 20 cm. Su espesor será el

suficiente para que no se registren deformaciones apreciables durante el tesado y nunca menor de 1 cm.

La evaluación de la estabilidad del propio anclaje comprende los siguientes procesos:

- Mayoración de las cargas actuantes.
- Comprobación de la tensión admisible del acero del tirante (rotura del tirante a tracción).
- Comprobación del deslizamiento del tirante dentro del bulbo.
- Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo (deslizamiento bulbo-terreno).

Figura 13: Sección de anclaje activo típico.



(Suárez ,2012)

Tabla 10: Ventajas y desventajas de los anclajes activos.

Ventajas	Desventajas
<p>Pueden instalarse en superficies no uniformes con facilidad.</p> <p>Pueden utilizar elementos prefabricados.</p> <p>La construcción es más rápida si se utilizan zapatas prefabricadas colocadas con ayuda de grúas.</p>	<p>Requiere que el material e la superficie del terreno sea muy dura para evitar que ocurran asentamientos o pérdidas de tensión.</p> <p>Es difícil sostener bloques en pendientes fuertes mientras se colocan y tensionan los elementos fabricados.</p> <p>Generalmente son poco atractivos visualmente.</p> <p>No existe rigidez entre uno y otro anclaje, facilitando la falla gradual anclaje por anclaje.</p>

#### 4.4 GEOSINTÉTICOS.

Las estructuras de suelo reforzado consisten en la colocación de tiras o capas de refuerzo en el proceso de compactación de terraplenes con taludes de alta pendiente. Internamente, deben su resistencia principalmente al refuerzo y externamente actúan como estructuras masivas por gravedad. Son fáciles de construir. Utilizan el suelo como su principal componente y pueden adaptarse fácilmente a la topografía (Schaefer, 1997).

Permite construirse sobre fundaciones débiles, tolera asentamientos diferenciales y puede demolerse o repararse fácilmente; pero, se requiere espacio disponible superior al de cualquier otra estructura de contención.

La tierra reforzada moderna fue inventada y patentada por el arquitecto francés Henri Vidal en los años sesentas, y llegó a América en 1972. Originalmente se utilizaron láminas de acero. Posteriormente se han utilizado mallas metálicas y geosintéticos. Estos muros se le conocen como muros de “tierra mecánicamente estabilizada” MSE, debido a que los términos “Tierra reforzada” y “Tierra armada” son objeto de patentes.

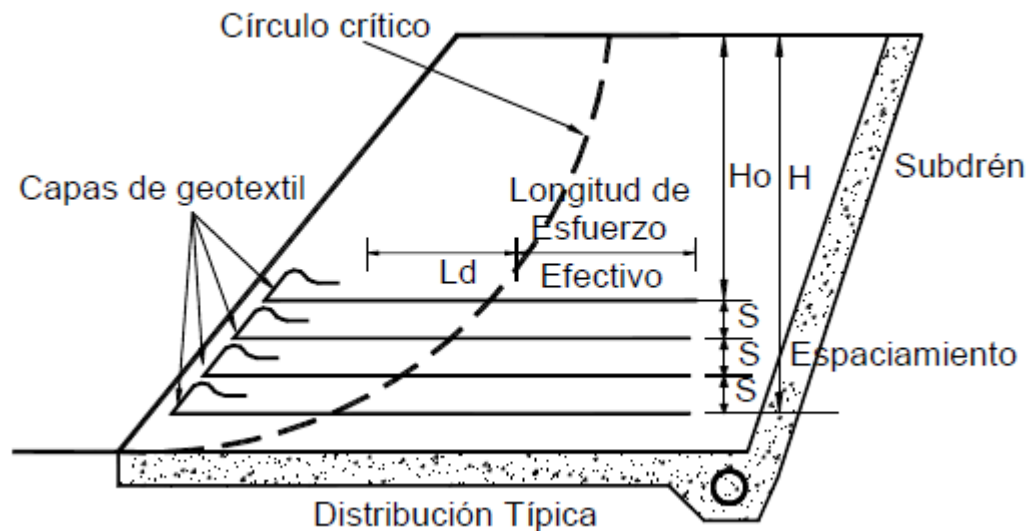
Existen básicamente dos tipos de estructura de suelo reforzado: muros de tierra mecánicamente estabilizada y taludes reforzados.

4.4.1 Descripción de los muros de tierra mecánicamente estabilizada (MSE). Los muros MSE son muros en tierra reforzada con láminas o mallas metálicas o con geosintéticos (Geomallas o Geotextiles). Como criterio general un muro MSE tiene una pendiente de la fachada de más de  $70^\circ$  con la horizontal, y se comporta como una estructura de contención a gravedad. Estas estructuras se diseñan como muros de contención y se deben diseñar para:

- Estabilidad general (estabilidad del talud sobre el cual se encuentra el muro)
- Capacidad de soportes
- Volcamiento
- Deslizamiento del muro
- Deformación excesiva
- Rotura del refuerzo
- Extracción del refuerzo
- Unión refuerzo - fachada
- Estabilidad de la fachada

Los muros MSE, de acuerdo a la AASHTO, requieren de materiales de relleno granular relativamente limpios, para su construcción; sin embargo, en los países tropicales, se utilizan con frecuencia materiales mixtos con contenidos altos de arcilla.

Figura 14: Suelo reforzado con geotextil



(Fuente: Suárez, 2012)

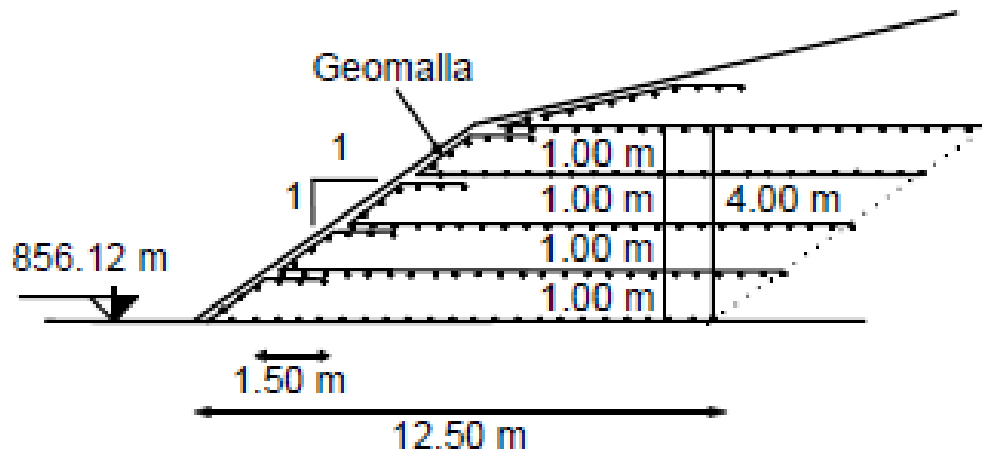
4.4.2 Descripción de los taludes reforzados (RSS). Son taludes reforzados con refuerzos metálicos o geosintéticos, los cuales tienen inclinación de la fachada de menos de  $70^\circ$ . Aunque técnicamente es posible que se diseñen taludes reforzados con pendiente superior a  $70^\circ$ , se recomienda que a partir de esta inclinación, las estructuras de suelo reforzado se diseñen como muros y no como taludes. Los taludes reforzados (RSS) no se diseñan como estructuras de contención, sino solamente utilizando sistemas de análisis de estabilidad de taludes por el método del equilibrio límite.

El diseño de taludes RSS, utilizando refuerzos de geosintéticos, se basa en versiones modificadas de los métodos clásicos de equilibrio límite de taludes. Modelos numéricos y de campo, indican que el sistema de diseño de equilibrio límite es relativamente conservador.

Los taludes reforzados no requieren, según la FHWA, un material de relleno tan granular y limpio como se requiere para los muros MSE, y por esta razón, en muchas ocasiones es más económico construir un talud reforzado (RSS) que un muro MSE.

Hasta la fecha no se conoce de especificaciones AASHTO para el diseño de taludes reforzados (RSS). Sin embargo, en las guías de la FHWA se recomiendan procedimientos para el diseño de taludes reforzados.

Figura 15: Taludes reforzados RSS



(Fuente: Suárez, 2012)

4.4.2.1 Construcción de muros con refuerzos metálicos o geosintéticos. Es muy importante el procedimiento de construcción para garantizar un buen comportamiento de la estructura de suelo con refuerzo. Entre los elementos importantes a tener en cuenta en la construcción de los muros se encuentran los siguientes:

4.4.2.1.1 Cimentación del muro: Los muros y taludes MSE deben cimentarse sobre superficies semi-planas excavadas en suelo o roca con suficiente capacidad de soporte para resistir el peso de la estructura sin que ocurran deformaciones excesivas.

4.4.2.1.2 Sistema de subdrenaje: Sobre la cimentación en la parte posterior del muro y dentro de la estructura del mismo, deben construirse elementos de subdrenaje que impidan la entrada de humedad al suelo de relleno.

4.4.2.1.3 Compactación: El proceso de relleno y compactación debe realizarse de tal manera que no se genere distracción interna de los refuerzos por encima de límites aceptables.

Se debe tener mucho cuidado para no utilizar materiales con bloques o cantos de roca que puedan romper los refuerzos. El espesor de las capas y el equipo de compactación a utilizarse deben garantizar la integridad de los geosintéticos. Del mismo modo, no se deben utilizar equipos pesados junto a la fachada para evitar el deterioro de los elementos que la conforman.

4.4.3 Estudios previos al diseño de muros con refuerzos metálicos o geosintéticos. La FHWA (Federal Highway Administration), le da mucha importancia a la exploración del sitio, los reconocimientos de campo, los sondeos y los ensayos.

4.4.3.1 Sondeos. Los lineamientos mínimos de sondeos, según AASHTO son los siguientes:

- Los sondeos deben realizarse a intervalos mínimos de cada 30 m a lo largo del alineamiento de la estructura de suelo reforzado, y cada 45 m a lo largo de la parte posterior de la estructura de suelo reforzado.
- La profundidad de los sondeos depende de las características del subsuelo. Donde se consigue roca a poca profundidad, los sondeos pueden tener profundidades cerca de 3 m, y en todos los casos se recomienda determinar la profundidad a la cual aparece el suelo duro, los espesores y características de los suelos sueltos o blandos.
- En cada perforación deben tomarse muestras cada 1.5 metros.
- Los métodos de ensayo pueden seguir las normas AASHTO T 206 o AASHTO T 207.
- Se puede utilizar resistencias tanto SPT como CPT.

4.4.3.2 Ensayos de laboratorio. Se recomienda realizar ensayos de inspección visual y clasificación, resistencia al cortante por medio de ensayos de compresión confinada, corte directo o triaxial.

Se le debe dar mucha significancia a la distribución granulométrica y a la plasticidad. Adicionalmente, se debe investigar el comportamiento de los suelos a la compactación, de acuerdo a AASHTO T 99 o T 180. (Transportation, 2010)

Para determinar la agresividad potencial de los suelos de relleno se deben realizar ensayos de pH, resistencia eléctrica, y contenido de sales, incluyendo sulfatos y cloruros.

4.4.4 Criterios de diseño de un muro estabilizado con geosintéticos. Se requiere diseñar los siguientes elementos:

- Tipo de estructura.
- Tipo de refuerzo.
- Longitud de los refuerzos.
- Espaciamiento de los refuerzos.
- Materiales y características de la fachada.
- Berma en el pie de la estructura.
- Profundidad de empotramiento.
- Sistema de subdrenaje.

4.4.4.1 Suelos de fundación. Para establecer las propiedades del suelo de cimentación se debe hacer énfasis en el cálculo de capacidad de soporte, el potencial de asentamiento y la posición del nivel freático. Para calcular la capacidad de soporte, se utilizan los parámetros  $\phi$ ,  $c$  y  $\gamma$ . Para la determinación de asentamientos, es muy importante conocer el coeficiente de consolidación  $C_c$ , conjuntamente con una aproximación del índice de compresión  $C_v$ .

4.4.4.2 Suelos de relleno. La mayoría de la experiencia de estructuras MSE ha sido con rellenos granulares, limpios, no cohesivos. Generalmente estos materiales son más costosos que los de menor calidad.

#### 4.4.4.3 Propiedades de los refuerzos.

4.4.4.3.1 Refuerzos de acero. El esfuerzo de tensión admisible para los refuerzos de acero es de  $0.55F_y$  y para las uniones de la fachada  $0.48 F_y$ . La mínima cobertura de galvanizado es de  $0.61 \text{ kg/m}^2$ .

4.4.4.3.2 Refuerzos de geosintéticos. Los factores de reducción por fluencia dependen principalmente del tipo de polímero. Los factores de reducción por durabilidad varían típicamente entre 1.1 y 2.0. El mínimo factor de reducción debe ser de 1.1. Los factores de reducción por daños en la instalación varían de 1.05 a 3.0 dependiendo de la gradación del relleno. El mínimo factor de reducción recomendado es de 1.1. Los factores de seguridad para estructuras permanentes deben ser de 1.5.

Tabla 11: Ventajas y desventajas de los taludes estabilizados con geosintéticos.

Ventajas	Desventajas
<p>Los refuerzos metálicos le dan rigidez al terraplén y los prefabricados de concreto en su cara de fachada los hace presentables y decorativos. Existen empresas especializadas dedicadas a su construcción. El agua no se acumula entre capas.</p> <p>La malla le da cierta rigidez al terraplén y las capas no constituyen superficies de debilidad. El efecto de anclaje es mejor. El agua no se acumula entre capas.</p> <p>El terraplén es relativamente rígido. Se deforman menos que los de geotextil. El agua no se acumula entre capas.</p> <p>Son generalmente muy económicos y fáciles de construir.</p>	<p>Las zonas de refuerzo requieren protección especial contra la corrosión.</p> <p>Se requieren características especiales en el relleno utilizado con los elementos de refuerzo.</p> <p>Algunos tipos de muro de tierra armada están cubiertos por patentes.</p> <p>Dependiendo de la rigidez de la malla puede requerirse un material diferente para la fachada.</p> <p>Son muy flexibles y se deforman fácilmente.</p> <p>Las capas de geotextil se pueden convertir en superficies de debilidad para deslizamientos.</p> <p>El geotextil se descompone con la luz solar y el agua puede acumularse entre capas.</p>

## 4.5 CRITERIOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN.

Los muros de contención son, como se vio anteriormente, estructuras permanentes de concreto reforzado, ciclópeo, gaviones, elementos prefabricados de concreto, mampostería, tablestacas, pantallas ancladas o tierra reforzada, los cuales soportan la masa de suelo. El propósito de un muro es resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida y transmitir esas fuerzas en forma segura a la fundación o a un sitio por fuera de la masa analizada de movimiento.

4.5.1 Estabilización de deslizamientos. Frente a la posible ocurrencia de un deslizamiento o la estabilización de un movimiento activo, la teoría de presión de tierras de Rankine o de Coulomb, no representa la realidad de las fuerzas que actúan sobre el muro y generalmente el valor de las fuerzas actuantes es muy superior a las fuerzas activas calculadas por teorías tradicionales. El hecho de que exista un deslizamiento o un factor de seguridad bajo, equivale a que se han generado en el talud, deformaciones que producen un aumento muy grande de fuerzas sobre la estructura a diseñar. En el caso de un deslizamiento de tierra, el muro ejerce una fuerza para contener la masa inestable y transmite esa fuerza hacia una cimentación o zona de anclaje por fuera de la masa susceptible a moverse.

Las deformaciones excesivas o movimientos de la estructura de contención o del suelo a su alrededor, deben evitarse para garantizar su estabilidad. Es común, que los muros o estructuras de contención fallen en el caso de deslizamientos, a pesar de que fueron diseñados de acuerdo con un procedimiento universalmente aceptado.

4.5.2 Chequeos por deslizamiento de un muro. El uso de estructuras de contención rígidas es, en la mayoría de los casos, un método menos apropiado para estabilizar taludes, que los métodos que involucran drenaje y conformación del talud. Sin embargo, la tecnología de estructuras de contención ha mejorado mucho en los últimos años y se ha encontrado que si las estructuras son diseñadas correctamente y con base en estudios geotécnicos completos, pueden funcionar eficientemente. (Chandler, 1991)

Los deslizamientos poco profundos y de volumen pequeño, son fácilmente estabilizables con estructuras de gravedad. Sin embargo, los deslizamientos profundos requieren de estructuras especiales con anclas, clavos o micropilotes.

Para que una estructura de contención pueda ser exitosa, se requiere tener en cuenta los siguientes criterios:

- Los muros de gravedad deben estar cimentados a profundidad por debajo del suelo inestable.
- Los pilotes y pilas solo son efectivos en deslizamientos poco profundos.
- Para superficies de fallas profundas se requieren anclajes por debajo de la superficie de falla, con bulbo en suelo o roca competente.

En el caso de deslizamientos de traslación, el muro puede representar un buen sistema de estabilización; siempre que esté cimentado por debajo de posibles o reales superficies de falla y se diseñe para resistir las cargas de desequilibrio adicionales por un factor de seguridad que se recomienda no sea inferior a 2.0. Los muros deben diseñarse contra volcamiento y contra deslizamiento lateral, y al mismo tiempo debe comprobarse la estabilidad general del talud, incluyendo el muro. Además, es importante analizar el efecto de las presiones de agua por la concentración de agua infiltrada detrás del muro. El diseño del sistema de subdrenaje es uno de los elementos más importantes, especialmente en la estabilización de deslizamientos.

Un diseño adecuado para un muro de contención debe considerar, entre otros, los siguientes aspectos:

- Los componentes estructurales del muro deben ser capaces de resistir los esfuerzos de corte y momentos internos generados por las presiones del suelo y demás cargas.
- El muro debe ser seguro contra un posible volcamiento.
- El muro debe ser seguro contra un desplazamiento lateral.
- Las presiones no deben sobrepasar la capacidad de soporte del piso de fundación.

- Los asentamientos y distorsiones deben limitarse a valores tolerables.
- Debe impedirse la erosión del suelo, por debajo y adelante del muro, bien sea por la presencia de cuerpos de agua o de la escorrentía de las lluvias.
- Debe eliminarse la posibilidad de presencia de presiones de agua detrás del muro.
- El muro debe ser estable a deslizamientos de todo tipo.

4.5.3 Estudio geotécnico para el diseño de muros. El estudio geotécnico debe establecer si el sitio tiene las condiciones de estabilidad suficientes para el tipo de estructura de contención considerada en el diseño, incluyendo estabilidad general, aptitud de la fundación y de los materiales para el relleno. Un diseño preliminar del muro es en ocasiones útil para identificar los parámetros que se requiere conocer en el estudio geotécnico.

La investigación debe identificar las condiciones específicas de drenaje subterráneo y superficial en la vecindad del sitio y la manera como éste cambia con el tiempo, por ejemplo en el momento de una lluvia fuerte. En algunos casos de estructuras de contención utilizando elementos metálicos como las tablestacas o los gaviones, deben analizarse las características químicas del agua, por ejemplo salinidad, contenido de sulfatos y pH.

4.5.3.1 Parámetros geotécnicos. Los parámetros geotécnicos deben ser representativos de las condiciones reales del suelo o roca en el sitio y para que esto ocurra se debe haber realizado una investigación geotécnica completa.

Para muros de altura menor de tres metros, es usual la selección de parámetros para el relleno y para el suelo de cimentación, sobre las bases de resultados previos en materiales similares. Los materiales deben ser examinados cuidadosamente y descritos, especialmente aquel sobre los cuales se plantea cimentar el muro. Se deben realizar ensayos de clasificación y otras propiedades de los materiales para comprobar que los parámetros asumidos son consistentes con los tipos de material encontrado.

Para estructuras de alturas mayores a seis metros, los parámetros geotécnicos deben ser determinados en ensayos de laboratorio de muestras tomadas en el sitio, adicionalmente a la descripción detallada de los materiales.

Para muros de altura intermedia, la necesidad de los ensayos de laboratorio depende de la importancia del muro.

Se deben realizar ensayos suficientes para que los resultados sean representativos de la variación de las propiedades de los materiales. En lo posible, se debe evitar las relaciones empíricas, aunque en algunas ocasiones para diseños preliminares éstas son una herramienta adecuada.

Los diseñadores deben mirar siempre con ojo crítico las descripciones de los estudios geotécnicos; porque en ocasiones, la descripción no corresponde a la realidad en el campo. Cuando se tenga duda, el diseñador debe examinar directamente las muestras o consultar a las personas que realizaron la investigación. Existe además, una tendencia a sobre-estimar la resistencia del suelo y esto ha traído como resultado, una gran cantidad de fallas en las estructuras de contención de gravedad.

Los errores en el muestreo pueden afectar la representatividad de los resultados. Por ejemplo, como es difícil ensayar los materiales blandos o quebradizos, generalmente las muestras se preparan con los bloques más fuertes de material y los resultados dan valores de resistencia mayores a los reales. El mismo problema, pero en sentido inverso, ocurre cuando las muestras tienen proporción importante de grava o cantos, y generalmente se ensayan los bloques que tienen muy pocas o ninguna partícula gruesa, dando valores de resistencia menores que el promedio contenido en el suelo del sitio.

En ocasiones, las muestras compactadas se ensayan a densidades diferentes a las que realmente van a tener en el campo. Siempre que sea posible, los parámetros a utilizar deben ser comparados con los conocidos de los materiales del área y examinar el porqué de las desviaciones con referencia a los valores previamente conocidos.

4.5.3.2 Resistencia del suelo. Cada parámetro a utilizar, debe analizarse cuidadosamente con relación al comportamiento del muro durante la construcción y durante su vida útil. Muchos parámetros geotécnicos no son constantes; por ejemplo, los parámetros de resistencia al cortante, y puede ser necesario seleccionar un grupo de parámetros para los diferentes estados límites y situaciones de diseño.

Pueden requerirse diferentes valores de resistencia cuando se está analizando la falla potencial al cortante en un suelo que contiene juntas o fracturas heredadas, dependiendo de si la superficie de falla detrás del muro sigue las juntas o el material intacto. También deben seleccionarse valores límite altos y bajos para el cálculo de las cargas y las resistencias.

Los parámetros seleccionados deben basarse teniendo en cuenta factores tales como calidad del estudio geotécnico, métodos de ensayo, variabilidad de los materiales, efectos de la actividad de la construcción, efecto del tiempo, etc.

Algunos parámetros afectan considerablemente el diseño y el diseñador debe tener especial cuidado en comprobar la confiabilidad de los parámetros seleccionados. En el caso de que no haya confianza completa, debe utilizarse valores razonablemente conservativos.

Para el diseño de estructuras de contención para la estabilización de deslizamientos, es esencial que los parámetros de resistencia correspondan a las propiedades reales de los materiales, en el estado en que se encuentran. Para que se generen presiones activas se requieren movimientos de la estructura, y al deformarse el suelo la resistencia de ellos, disminuye. Por esta razón en suelos frágiles o sensitivos se recomienda utilizar los parámetros de resistencia residual.

4.5.3.3 Determinación de los parámetros. El ensayo de laboratorio más utilizado es el de corte directo. Igualmente, se pueden emplear ensayos triaxiales drenados, o ensayos "in situ". De los ensayos de campo, los más comunes son los de SPT y CPT. El valor de los

parámetros de resistencia varía de acuerdo al tipo de ensayo y esta variación afecta los resultados del diseño.

Debe tenerse cuidado especial al seleccionar parámetros con base en ensayos de Penetración Estándar, o métodos geofísicos, debido a que son ensayos indirectos que no determinan con precisión la resistencia de los suelos. Igualmente, la suposición de parámetros con base en tablas involucra incertidumbres en los resultados.

Las propiedades para suelos compactados deben determinarse a partir de muestras de ensayos de compactación en el campo o en su defecto por los correspondientes en el laboratorio. Para ensayos sobre suelos naturales deben tomarse muestras inalteradas y en algunos casos deben realizarse en el sitio para evitar alteración en la toma de muestra.

4.5.3.4 Fricción suelo-estructura. La fricción que se genera entre un suelo y un material de la superficie de la estructura depende del tipo de suelo, material de la estructura, tipo de estructura y tipo de presión generada en la interface.

Se deben tener en cuenta tres condiciones diferentes:

4.5.3.4.1 Fricción estructura-cimentación. La fricción suelo-muro es la componente tangencial de una fuerza resistente que se genera en la interface entre el suelo de fundación y el material de la estructura. Aunque los valores de la fricción suelo-muro ( $\mu$ ) generalmente se obtienen como una función del ángulo de fricción del suelo, debe tenerse en cuenta que no son una propiedad del material.

4.5.3.4.2 Fricción en la pared para presión activa. La fricción positiva solamente será movilizada en su estado activo cuando el suelo retenido trata de moverse hacia abajo con respecto a la pared.

4.5.3.4.3 Fricción suelo-muro para presión pasiva. La fricción suelo - muro solamente será movilizada en el estado de presión pasiva cuando el suelo en la zona pasiva tiende a moverse hacia arriba respecto de la pared.

La determinación de la fricción suelo-estructura generalmente es supuesta con base en tablas y no se acostumbra validarla con ensayos de laboratorio. Por esta razón se debe ser prudente en las suposiciones, para evitar que los diseños induzcan problemas de estabilidad.

4.5.4 Tipo de muro. Una de las decisiones más importantes en el diseño es escoger el tipo de muro, que cumpla de manera eficiente con la función para la cual se construye a un menor costo. Los muros pueden ser rígidos o flexibles de acuerdo al material utilizado. Existe una gran cantidad de sistemas para la construcción de muros fundidos en sitio, prefabricados o de tierra reforzada. En los últimos años se ha popularizado la construcción de muros de sistemas modulares de concreto, los cuales facilitan una mayor flexibilidad al diseño paisajista.

En lo referente al tipo de muro y proceso constructivo, se debe buscar el que más se acomode a los materiales, experiencia en la zona y el factor económico, así como a su eficiencia para estabilizar los movimientos. El empleo de estructuras de contención en concreto ciclópeo o reforzado, gaviones o tierra armada ha sido muy popular desde hace muchos años, pero debe aceptarse que su éxito ha sido limitado para deslizamientos de tierra.

Con frecuencia, ocurre que un deslizamiento de rotación en donde la fuerza actuante en el pie tiene una componente vertical importante hacia arriba, levante el muro y son muchos los casos conocidos de fracasos en el empleo de muros para controlar deslizamientos rotacionales. Los muros anclados claveteados con micropilotes son, en general, mucho más eficientes para estabilizar deslizamientos que los muros de gravedad.

4.5.4.1 Selección del tipo de estructura de contención. Cuando existan varias alternativas de estructuras de contención, se debe realizar una comparación económica, basada tanto en los costos iniciales de construcción, como en el costo subsecuente de mantenimiento.

Los siguientes factores deben tenerse en cuenta para seleccionar el tipo de muro de contención:

- Localización del muro de contención propuesto, su posición relativa con relación a otras estructuras y la cantidad de espacio disponible.
- Altura de la estructura propuesta y topografía resultante.
- Condiciones del terreno y agua freática.
- Cantidad de movimiento del terreno aceptable durante la construcción, la vida útil de la estructura, y el efecto de este movimiento en muros vecinos, estructuras o servicios.
- Disponibilidad de materiales.
- Tiempo disponible para la construcción.
- Apariencia
- Vida útil y mantenimiento.

4.5.4.1.1 Factores a tener en cuenta para el diseño. Una estructura de contención y cada parte de ésta, requiere cumplir ciertas condiciones fundamentales de estabilidad, rigidez o flexibilidad, durabilidad, etc. Durante la construcción y a lo largo de su vida útil, en muchos casos se requiere plantear alternativas para poder cumplir con las necesidades de un proyecto específico. Estas alternativas pueden requerir de análisis y cálculos adicionales de interacción suelo- estructura. En todos los casos, el diseño debe ser examinado de una manera crítica a la luz de la experiencia local.

Cuando una estructura de contención no satisface cualquiera de sus criterios de comportamiento, se puede considerar que ha alcanzado el “Estado Límite”. Durante el período de diseño se debe discutir, en toda su extensión, todo el rango posible de estados límite. Algunos de los criterios se indican a continuación:

4.5.4.1.2 Estado límite último. Es el estado en el cual se puede formar un mecanismo de falla, bien sea en el suelo o en la estructura (inclinación o fractura). Para simplicidad en el diseño debe estudiarse el estado inmediatamente anterior a la falla y no el colapso total del muro.

4.5.4.1.3 Estado límite de servicio. Es el estado en el cual no se cumple un criterio específico de servicio. Los estados límite de servicio, deben incluir los movimientos o esfuerzos que hagan ver una estructura deformada, que sea difícil de mantener o que se disminuya su vida útil esperada. También, se debe tener en cuenta su efecto sobre estructuras adyacentes o redes de servicios. Siempre que sea posible, una estructura de contención debe diseñarse de tal forma que se muestren signos visibles de peligro que adviertan de una falla.

El diseño debe evitar que pueda ocurrir falla súbita o rotura sin que hayan ocurrido previamente deformaciones que indiquen que puede ocurrir una falla. Se recomienda, en todos los casos, que las estructuras de contención tengan suficiente “ductilidad” cuando se acerquen a una falla. Las estructuras flexibles son mucho más durables en el caso de deformaciones importantes. Las estructuras rígidas son más vulnerables.

4.5.4.1.4 Durabilidad y mantenimiento. Una durabilidad inadecuada puede generar un costo muy alto de mantenimiento o ser causa de que la estructura de contención alcance muy rápidamente su estado límite de servicio o su estado límite último. Por lo tanto, la durabilidad del muro y la vía de diseño, junto con los requisitos de mantenimiento, deben ser consideradas en el diseño, seleccionando adecuadamente las especificaciones de los materiales de construcción, teniendo en cuenta el clima local, y el ambiente del sitio donde se plantea colocar la estructura. Por ejemplo: el concreto, el acero y la madera, se deterioran de forma diferente de acuerdo con las circunstancias del medio ambiente reinante.

4.5.4.1.5 Estética. Las estructuras de contención pueden ser un detalle dominante de un paisaje urbano o rural, y debe realizarse un diseño adecuado para mejorar en lo posible, su apariencia; sin que esto lleve a incrementos significativos en su costo. Además de satisfacer los requerimientos de funcionalidad, la estructura de contención debe integrarse adecuadamente con el ambiente a su alrededor para complacer las necesidades estéticas del paisaje.

Los aspectos que son importantes con referencia a su impacto estético son:

- Altura e inclinación de su cara exterior
- Gradiente y conformación de la superficie del terreno aledaño.
- La cobertura vegetal debe ser un compañero constante de la estructura de contención.
- Textura de la superficie de la cara frontal, la expresión y posición de las juntas verticales y horizontales de construcción.
- La corona de la estructura. Todo muro debería llevar un detalle arquitectónico en su corona que sea agradable a la vista.

La mejora del aspecto estético puede lograrse a través de una formaleta-estructura adecuada. En ocasiones diversos tipos de vegetación pueden incorporarse a la estructura para mejorar su apariencia, pero debe tenerse en cuenta que estas plantas no causen un daño al muro a largo plazo. Se debe buscar el consejo de un arquitecto paisajista para lograr efectos especiales.

4.5.4.1.6 Procedimientos de construcción. Es importante para la seguridad y economía, que los diseñadores de estructuras de contención tengan especial consideración con los métodos de construcción y los materiales a ser utilizados. Esto ayudará a evitar diseños peligrosos y puede generar una economía significativa. Generalmente, se pueden lograr ahorros incorporando, en parte, los trabajos temporales dentro de la estructura permanente.

4.5.4.1.6.1 El relleno detrás de la estructura. La escogencia del material de relleno detrás de una estructura de contención depende de los materiales disponibles, las condiciones del sitio, la carga que se vaya a colocar sobre el relleno y el tipo de muro. El relleno ideal generalmente es un material drenante, durable, de alta resistencia y rígido que esté libre de materiales indeseables. Sin embargo, la escogencia final del material depende de su costo y disponibilidad contra el costo de utilizar materiales de menor calidad pero de comportamiento aceptable.

El relleno detrás de un muro generalmente no debe contener materiales como turba, material vegetal, maderas, materiales orgánicos o degradables, materiales tóxicos, materiales susceptibles a combustión, caucho, metales, plásticos o materiales sintéticos, lodo, arcillas expansivas, suelos colapsibles o materiales solubles.

Igualmente, el relleno no debe ser químicamente agresivo; por ejemplo, la presencia de sulfatos en los suelos puede acelerar el deterioro del concreto o el acero.

4.5.4.1.6.2 Colocación y compactación del relleno. Todos los materiales que se coloquen detrás de estructuras de contención, incluyendo los filtros, deben ser compactados. Al especificar el grado de compactación del relleno y de los filtros, debe tenerse en consideración las funciones que estos materiales van a cumplir.

Cuanto mayor sea el grado de compactación, la resistencia al cortante es mayor y el relleno es más rígido, pero la permeabilidad es menor. Generalmente, se requiere que la densidad cumpla con una especificación del 90% de la densidad Proctor Modificado, para el nivel de los 1.5 metros más altos del relleno y del 95% cuando se requiere pavimentar la superficie arriba del muro. La compactación produce presiones mayores sobre la estructura; por lo tanto, el efecto de la compactación se debe tener en cuenta en el diseño.

Debe demostrarse, durante la etapa de diseño o antes de la construcción, que los materiales a utilizar cumplen con la especificación requerida. El diseñador debe especificar muy claramente el tipo, número y frecuencia de los ensayos de calidad, permitiendo que los ensayos puedan ser aumentados durante la construcción de acuerdo con la heterogeneidad de los materiales y al tamaño del muro.

Cuando el contratista suministra el material, el costo del relleno puede minimizarse si se le permite una gama amplia de materiales, particularmente cuando los de buena calidad pueden encontrarse en la vecindad del sitio de trabajo; por lo tanto, la especificación de los rellenos no debe ser demasiado restrictiva.

El uso de rellenos de arcilla no es recomendable debido a los problemas asociados con expansión, contracción y consolidación, pero a menudo son los únicos materiales disponibles. Los rellenos de limos uniformes no deben usarse porque esos materiales son prácticamente imposibles de compactar. Los rellenos compuestos de suelos finos requieren de un drenaje adecuado para evitar la formación de presiones altas de poros.

El relleno compuesto de roca fracturada es un material muy bueno para usarse como relleno de muros de contención. Generalmente, deben preferirse los materiales bien gradados y con pocas cantidades de finos.

El movimiento o migración de finos debe prevenirse y puede requerirse la construcción de filtros diseñados específicamente para prevenir que el suelo atraviese los enrocados y se produzcan fenómenos de erosión o reacomodo interno de las partículas.

Se requieren materiales de drenaje libre para llenar las canastas de los gaviones y el interior de los muros criba. Deben establecerse especificaciones particulares para el relleno de estructuras de concreto reforzado, las cuales son muy sensibles a cualquier cambio en las fuerzas generadas por el relleno.

4.5.5 Método de construcción. La secuencia y método de construcción, generalmente son determinados por el contratista; sin embargo, hay ocasiones en las que un método determinado de construcción o secuencia de operación debe indicarse en el diseño. En esos casos es necesario chequear que el método y las consecuencias de operación no son riesgosos por sí mismas.

En todos los casos, debe establecerse una especificación de tal forma que el interventor pueda comprobar su cumplimiento durante la construcción. Las tolerancias del muro terminado deben ser especificadas y estas deben tener en cuenta los posibles

métodos de construcción, así como cualquier movimiento de asentamiento, etc., que pueda ocurrir durante el período constructivo.

Los procesos de excavación, relleno, bombeo del agua freática, etc., deben organizarse para evitar poner en peligro la estabilidad y reducir la resistencia de los elementos de la estructura, por ejemplo, en el caso de un muro de contención diseñado para ser soportado lateralmente en su cabeza, no debe permitirse el relleno hasta que este soporte haya sido construido.

Alternativamente la estructura debe diseñarse para las condiciones de carga que va a soportar durante el período de la construcción y deben indicarse las cargas permisibles durante este período.

4.5.5.1 Obras temporales. La influencia de obras temporales deben tenerse en cuenta en el diseño, por ejemplo, el ángulo del talud seleccionado para la excavación temporal detrás del muro puede afectar las presiones de tierra dependiendo de las resistencias del suelo del sitio y del relleno. En materiales blandos o sueltos puede ser más económico reemplazarlos que construir un muro para resistir los altos empujes que producen.

Las excavaciones requeridas para la construcción de una estructura de contención deben ser especificadas en el diseño y deben tener una estabilidad adecuada.

Adicionalmente, estas excavaciones no deben producir movimientos inaceptables en estructuras cercanas o redes de servicios. La superficie de los taludes temporales también debe ser protegida contra la erosión.

Cuando los taludes temporales son altos (más de siete metros) deben construirse bermas intermedias. Cualquier material blando en la interface entre el suelo del sitio y el relleno, debe ser removido antes de iniciar el proceso de compactación. Las excavaciones temporales que requieran soporte o entibado deben ser diseñadas adecuadamente y la secuencia de construcción debe ser cuidadosamente planeada.

Se debe garantizar la estabilidad de cada etapa de la construcción y los diseños deben estar indicados en los planos de construcción. Cuando el soporte lateral de la excavación sea retirado debe tenerse en cuenta que el proceso de relleno haya avanzado lo suficiente para garantizar la estabilidad del talud.

Durante el proceso de excavación debe tenerse en cuenta el efecto del tráfico de vehículos, la exposición al clima, los movimientos sísmicos, etc. En algunos casos se puede requerir la construcción de muros provisionales en concreto o pantallas de concreto lanzado.

Es común que el control inadecuado del agua freática durante la construcción induzca fallas en los taludes o produzca debilidad de las fundaciones de los muros de contención, por lo tanto, deben diseñarse medidas para su control. Las excavaciones en suelos compresibles pueden producir el levantamiento del fondo de la excavación, lo cual puede a su vez producir asentamientos diferenciales del muro de contención.

Se debe tener especial cuidado al controlar el nivel freático, debido a que el drenaje puede producir asentamiento en las estructuras cercanas o en las redes de servicios, produciendo su rotura, la cual a su vez puede traer como consecuencia la falla de la estructura de contención.

## 4.6 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN.

Un modelo de cálculo, generalmente consiste de un método de análisis basado en una teoría y un modelo de modificación de los resultados del análisis, para asegurarse que los cálculos son ciertos.

Un diseño adecuado para un muro de contención debe considerar los siguientes aspectos:

- Los componentes estructurales del muro deben ser capaces de resistir los esfuerzos de corte y momentos internos generados por las presiones del suelo y demás cargas.
- El muro debe ser seguro contra un posible volcamiento.
- El muro debe ser seguro contra un desplazamiento lateral.
- Las presiones no deben sobrepasar la capacidad de soporte del piso de fundación.
- Los asentamientos y distorsiones deben limitarse a valores tolerables.
- Debe impedirse la erosión del suelo por debajo y adelante del muro bien sea por la presencia de cuerpos de agua o de la escorrentía de las lluvias.
- Debe eliminarse la posibilidad de presencia de presiones de agua detrás del muro.
- El muro debe ser estable a deslizamientos de todo tipo.

4.6.1 Procedimiento. Para realizar el diseño una vez conocida la topografía del sitio y la altura necesaria del muro, es necesario:

- Escoger el tipo de muro a emplearse
- Dibujar a escala la topografía en perfil de la sección típica del muro
- Sobre la topografía dibujar un diagrama "tentativo" supuesto del posible muro
- Conocidas las propiedades de resistencia del suelo y escogida la teoría de presiones a emplearse, se debe calcular las fuerzas activa y pasiva y su punto de

aplicación y dirección de  $1/2$  a  $2/3$ , de acuerdo al ángulo de fricción del suelo y la topografía arriba del muro.

- Para paredes posteriores inclinadas se recomienda en todos los casos, calcular las presiones con la teoría de Coulomb.
- Calcular los factores de seguridad así:
  - Contra volcamiento.
  - Contra deslizamiento de la cimentación
- Si los factores de seguridad no satisfacen los requerimientos deben variarse las dimensiones supuestas y repetir los pasos anteriores. Si son satisfactorios se procederá con el diseño.
- Calcular las presiones sobre el piso y el factor seguridad contra capacidad de soporte. Si es necesario, debe ampliarse el ancho de la base del muro.
- Calcular los asentamientos generados y si es necesario ampliar la base del muro.
- Diseñar los sistemas de protección contra:
  - Socavación o erosión en el pie.
  - Existencia de presiones de agua detrás del muro.
- Deben calcularse los valores de los esfuerzos y momentos internos para proceder a reforzar o ampliar las secciones del muro, de acuerdo con los procedimientos estandarizados de la ingeniería estructural.

4.6.2 Factores de seguridad. La calidad de un diseño depende no solamente del factor de seguridad asumido sino también del método de análisis, los modelos de cálculo, el modelo geológico, los parámetros geotécnicos y la forma como se definen los factores de seguridad; por lo tanto, los factores de seguridad por sí solos no representan una garantía para la estabilidad de la estructura de contención.

Debe observarse que los factores de seguridad no cubren los errores, el incumplimiento de las especificaciones de construcción, equivocaciones en el cálculo de las cargas, la utilización del método de análisis equivocado, las diferencias de la

resistencia de los materiales en el laboratorio y en el campo y el nivel de supervisión o interventoría.

4.6.3 Presiones Pasivas. Se recomienda para el cálculo de presiones pasivas, utilizar el ángulo de fricción residual ( $\phi_R$ ), y tener en cuenta que para generar la presión pasiva, se requieren grandes deformaciones. Las investigaciones con modelos físicos revelan que las presiones pasivas reales se aproximan a las calculadas con  $\phi_R$ .

4.6.4 Subdrenajes. Con excepción de los muros diseñados para resistir presiones de agua tales como las paredes de sótanos de edificios, es una buena práctica de ingeniería construir subdrenes detrás de todo tipo de muros.

El sistema de drenaje debe diseñarse en tal forma que se anticipe a capturar el agua antes de que afecte el muro. Adicionalmente a los subdrenes, deben colocarse huecos de drenaje para prevenir la presión hidrostática, los cuales tienen normalmente un diámetro de 2 a 3 pulgadas espaciados a no más de 1.5 metros horizontalmente y 1.0 metro verticalmente; las columnas deben intercalarse. Los lloraderos deben colocarse desde una altura baja mínima de 30 centímetros por encima del nivel del pie del muro.

Como guía general, el material de drenaje debe tener una permeabilidad al menos 100 veces mayor que la del suelo o roca a drenarse. Para garantizar su efectividad el material de filtro debe ser grueso y granular.

El espesor de las capas de drenaje generalmente es determinado por criterios de construcción más que por capacidad de drenaje. Se pueden utilizar drenes en geotextil o materiales compuestos, de acuerdo a los criterios de diseños de la mecánica de suelos.

4.6.5 Aspectos constructivos. Para los muros de concreto, debe construirse juntas a intervalos a lo largo del muro. El espaciamiento de estas juntas depende de los cambios de temperatura esperados en el sitio. También deben construirse juntas, en todos los sitios de cambio brusco de sección o del nivel de cimentación.

Los muros criba deben construirse siguiendo las normas para estructuras de hormigón reforzado prefabricadas y los gaviones siguiendo las instrucciones de los manuales de obras en gaviones.

En resumen se recomienda utilizar el siguiente procedimiento:

#### Paso 1

Determinar la viabilidad del uso de Estructuras de Contención: Analizar las restricciones de derecho de vía, materiales, equipos, estructuras existentes, aspectos ambientales, estética, sensibilidad, tierra, etc.

#### Paso 2

Información Geotécnica del Deslizamiento o el Talud: Topografía, extensión lateral, perfil de suelo, niveles freáticos, parámetros para el análisis, superficie de falla, sismicidad, etc. Asegurarse que la topografía del deslizamiento y la profundidad de la superficie de falla real o esperada, y las condiciones de nivel freático se conocen en forma clara y precisa.

#### Paso 3

Evaluar el Factor de Seguridad del Talud Existente: Calcular el factor de seguridad utilizando un software de equilibrio límite. Realizar un cálculo de estabilidad de taludes convencional y ajustar las condiciones en tal forma que el modelo sea lo más cercano posible a la realidad. Se diseña para el factor de seguridad mínimo.

#### Paso 4

Seleccionar el Tipo de Muro y su Localización: El tipo de muro depende del espacio, los materiales disponibles, la magnitud requerida, la posibilidad o no de realizar excavaciones, el tiempo disponible. La localización del muro depende del objetivo específico y las características del deslizamiento.

#### Paso 5

Predimensionar el muro y calcular el factor de seguridad del talud a falla global con el muro: A prueba y error con un software de estabilidad de taludes por equilibrio límite modificar las dimensiones y localización del muro para lograr el factor de seguridad deseado.

#### Paso 6

Evaluar factores de seguridad a deslizamiento, volcamiento y capacidad de soporte: Calcular los factores de seguridad y modificar las dimensiones del muro hasta obtener los factores especificados. Si las dimensiones del muro hasta obtener los factores especificados. Si se modifica el muro se requiere comprobar nuevamente el factor de seguridad a falla global del talud.

## 5. MARCO PRÁCTICO.

### 5.1 MEMORIA DE CÁLCULO 1: Diseño de muro de contención por gravedad.

5.1.1 Descripción del proyecto. Se diseña un muro de contención que muestra la figura, el cual servirá para estabilizar el talud de 3.50 m de altura y soportar una sobrecarga de 1.00 Ton/m<sup>2</sup>, se diseñara con un factor de seguridad FS=1.5.

Datos:

$\gamma_s$  (densidad del suelo) = 1.5 ton/m<sup>3</sup>

$\mu$  (coeficiente de fricción) = 0.40

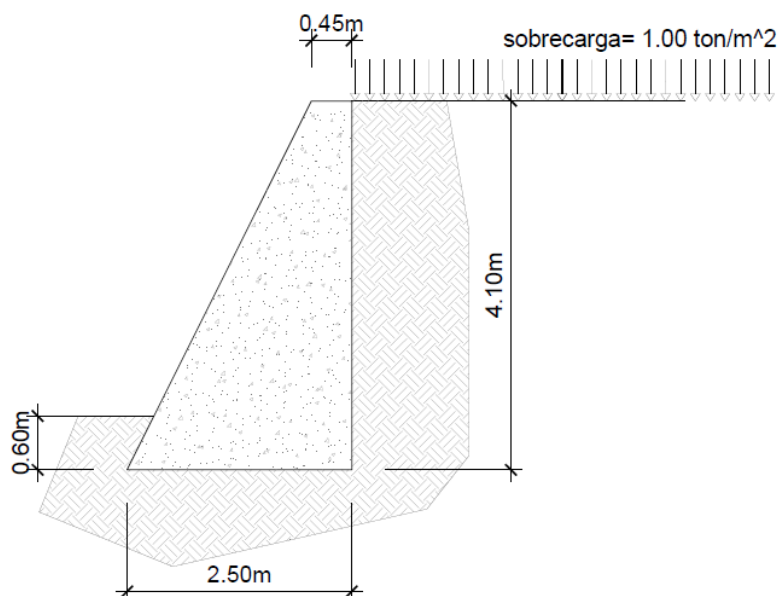
$\gamma_c$  (densidad del concreto) = 2.4 ton/m<sup>3</sup>

$\Phi$  (ángulo de fricción interno del suelo) = 30°

$V_s$  (Resistencia a corte del suelo) = 15 ton/m<sup>2</sup>

5.1.2 Propuesta de geometría del muro de gravedad.

Figura 16: Propuesta de geometría de muro.



5.1.3 Cálculo de coeficientes de empuje activo y pasivo muro pre dimensionado. Se plantea que la base debe ser aproximadamente 0.6 de la altura total del muro, ya que  $4.10 \text{ m} \cdot 0.6 = 2.46 \text{ m}$ . se propone una base de 2.50 m. (Anexo 1)

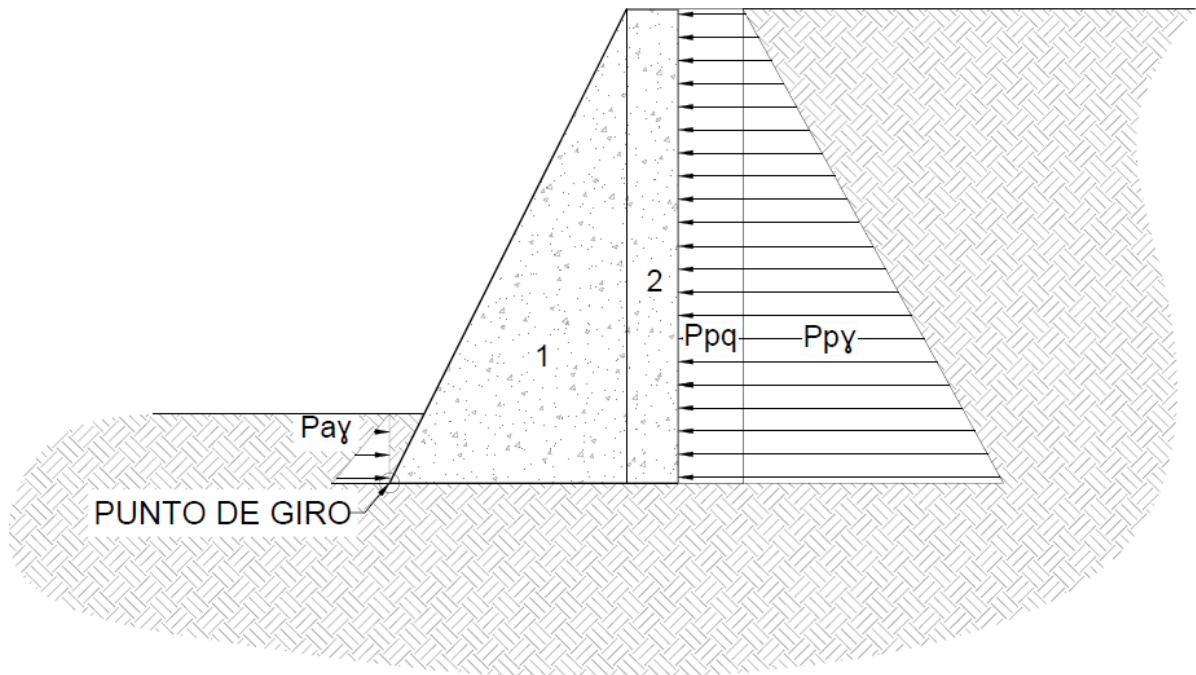
Los coeficientes de empuje activo y pasivo serán:

$$Kp(\text{coeficiente pasivo}) = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = 1/3$$

$$Ka(\text{coeficiente activo}) = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = 3$$

A continuación se presenta un diagrama de las presiones que afectan el muro:

Figura 17: Diagrama de presiones sobre muro de gravedad.



## 5.1.4 Cálculo de presión en el muro pre dimensionado.

Tabla 12: Presiones activas y pasivas sobre el muro

Presiones	K	$\gamma_s$	Altura(m)	$K*\gamma_s*Altura (m^2)$	Áreas (m <sup>2</sup> )	$M\gamma$ (Ton-m/m)
$P_{p\gamma}$	3.00	1.50	0.60	2.70	0.81	0.16
$P_{a\gamma}$	0.33	1.50	4.10	2.05	4.20	5.74

Donde;

$P_{p\gamma}$ = Presión pasiva.

$P_{a\gamma}$ = Presión pasiva.

$M\gamma$ = Momento provocado por presiones.

Tabla 13: Presión por sobre carga en el muro.

Presión por sobre carga	$K_a$	sc (Ton/m)	$K*\gamma_s*altura (m)$	Áreas (m <sup>2</sup> )	$M_{a\gamma}$ ton-m/m
$P_{pq}$	0.33	1.00	0.33	1.37	2.80

Donde;

$P_{pq}$ =Presión de sobre carga.

$Sc$ = Sobrecarga.

$M_{a\gamma}$ =Momento provocado por sobrecarga.

Se descompone el muro en dos partes (ver Figura 17) y se calcula el peso por unidad lineal y el momento total que produce en el punto de origen.

Tabla 14: Presiones provocadas por el muro.

Zona	Área (m <sup>2</sup> )	Peso (W) (Ton/m <sup>3</sup> )	Brazo	Mw (Ton m/m)
1	4.20	10.09	1.37	13.78
2	1.85	4.43	2.28	10.07
Total		14.51		23.86

Donde;

Ppq=Presión de sobre carga.

Maq=Momento provocado por el muro.

5.1.5 Chequeo de estabilidad contra volteo.

$$FSV = \frac{\sum M_R}{\sum M_{act}} = \frac{Mp\gamma + Mw}{Ma\gamma + Maq}$$

FSV=2.81>1.5 (Das, 2010)

El factor de seguridad de volteo si chequea.

5.1.6 Chequeo de estabilidad contra deslizamiento.

$$FSD = \frac{\sum F_R}{\sum F_{act}} = \frac{Pp\gamma + \mu W}{Pa\gamma + Paq}$$

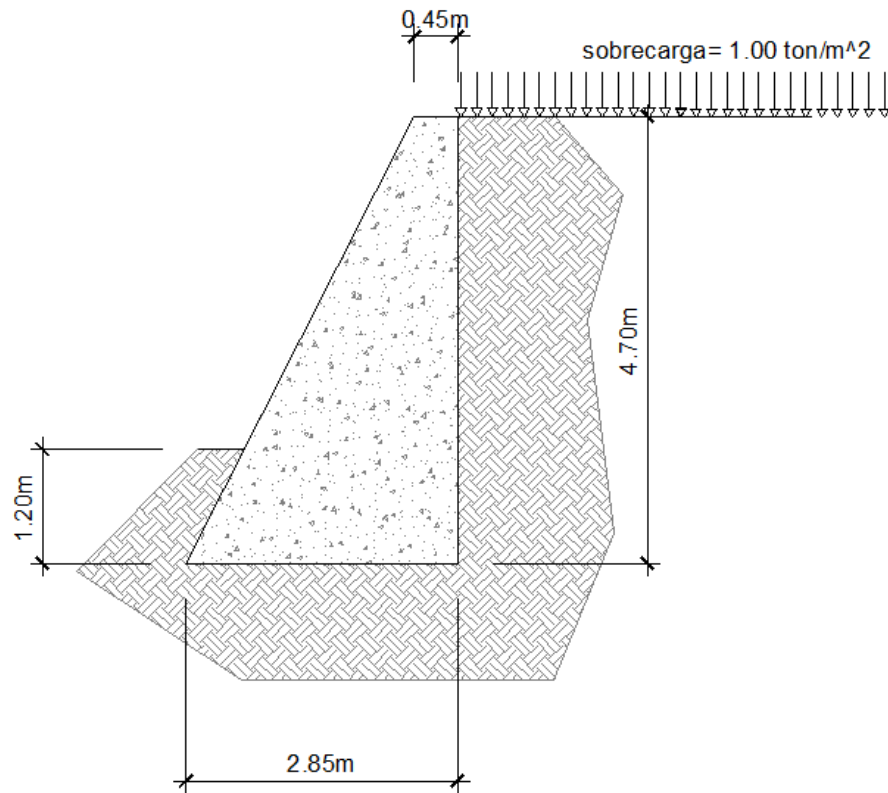
FSD=1.34<1.5 (Das, 2010)

No chequea por deslizamiento.

Solución: Aumentar tamaño de muro.

### 5.1.7 Propuesta de nueva geometría de muro.

Figura 18: Nueva geometría propuesta para muro de gravedad.



## 5.1.8 Cálculo de presión en el muro nuevo.

Tabla 15: presiones activas y pasivas sobre el muro.

Presiones	K	$\gamma_s$	Altura(m)	$K*\gamma_s*Altura (m^2)$	Áreas (m <sup>2</sup> )	$M\gamma$ (Ton-m/m)
Ppy	3.00	1.50	1.20	5.40	3.24	1.30
Pay	0.33	1.50	4.70	2.35	5.52	8.65

Donde;

Ppy= Presión pasiva.

Pay= Presión pasiva.

$M\gamma$ = Momento provocado por presiones.

Tabla 16: Presión de sobre carga en el muro.

Presión por sobre carga	$K_a$	Sobrecarga (ton/m <sup>2</sup> )	$K*\gamma_s*altura$	Áreas	$M_aq$ ton-m/m
Ppq	0.33	1.00	0.33	1.57	3.68

Donde;

Ppq=Presión de sobre carga.

$S_c$ = Sobrecarga.

$M_aq$ =Momento provocado por sobrecarga.

Se descompone el muro, se calcula el peso por unidad lineal y el momento total que produce en el punto de origen (ver Figura 16).

Tabla 17: Presión generada por el muro

zona	Área (m <sup>2</sup> )	Peso (Ton/m <sup>3</sup> )	Brazo (m)	Mw (Ton m/m)
1	5.64	13.54	1.60	21.66
2	2.12	5.08	2.63	13.32
Total		18.61		34.98

Donde;

Ppq=Presión de sobre carga.

Maq=Momento provocado por el muro.

Chequeo de estabilidad contra volteo.

$$FSV = \frac{\sum M_R}{\sum M_{act}} = \frac{Mp\gamma + Mw}{Ma\gamma + Maq}$$

FSV=2.94>1.5

El factor de seguridad de volteo si chequea.

Chequeo de estabilidad contra deslizamiento.

$$FSD = \frac{\sum F_R}{\sum F_{act}} = \frac{Pp\gamma + \mu W}{Pa\gamma + Paq}$$

FSD=1.53>1.5

El factor de seguridad de volteo si chequea.

Chequeo de presiones.

$$a = \frac{Mp\gamma + Mw - Ma\gamma - Maq}{W}$$

a=1.29 m.

$$e = \frac{b}{2} - a$$

$$e = 0.14$$

$3a > L$ , no existen presiones negativas

$$s = \frac{1}{6} * b^2$$

$$q = \frac{W}{L \times b} \pm \frac{W \times e}{s}$$

$$q_{m\acute{a}x} = 8.43 \text{ ton}/m^2$$

$q_{m\acute{a}x} < V_s$ , no excede el  $v_s$  del suelo

$$q_{min} = 4.63 \text{ ton}/m^2$$

$q_{min} > 0$  no existen presiones negativas.

Dimensiones finales del muro.

Las dimensiones del muro finales son las propuestas en la Figura 18.

## 5.2 MEMORIA DE CÁLCULO 2: Anclajes pasivos.

5.2.1 Descripción del proyecto. Se propone construir un muro de Suelo Enclavado o “Soil nailing” para la estabilización del talud localizado en el boulevard principal a ciudad San Cristóbal, Mixco, Guatemala. El muro de Anclajes Pasivos tendrán hasta 8 filas de inclusiones y éstas serán de barras de acero corrugado Grado 60. Las inclusiones serán perforadas perpendicularmente a la cara del talud, con una inclinación de  $15^\circ$  y con un diámetro de 10 cm (4”). Las barras serán debidamente centralizadas utilizando espaciadores plásticos, que evitarán el contacto de la varilla con el suelo y contara con una cubierta de concreto lanzado.

Fase servicio, una vez completado la estabilización de la totalidad del talud. Factor de seguridad mínimo 1.50.

Fase servicio con aplicación de sismo. Factor de seguridad mínimo de 1.00.

Para el presente caso se ha aplicado una aceleración horizontal de 0.24g y una aceleración vertical de 0.12g.

Los cálculos de estabilidad del talud han sido realizados con el programa denominado TALREN 4, programa éste específicamente diseñado para este tipo de cálculos.

5.2.2 Características geotécnicas del talud. El suelo está compuesto de dos estratos principales, el primero de estos está constituido por arcillas limosas, el segundo estrato está constituido por arcillas limosas constituidas por roca descompuesta en matriz limo arenosa.

Luego de realizar los análisis correspondientes a dicho suelo se han obtenido las siguientes propiedades del suelo.

Tabla 18: Propiedades del suelo.

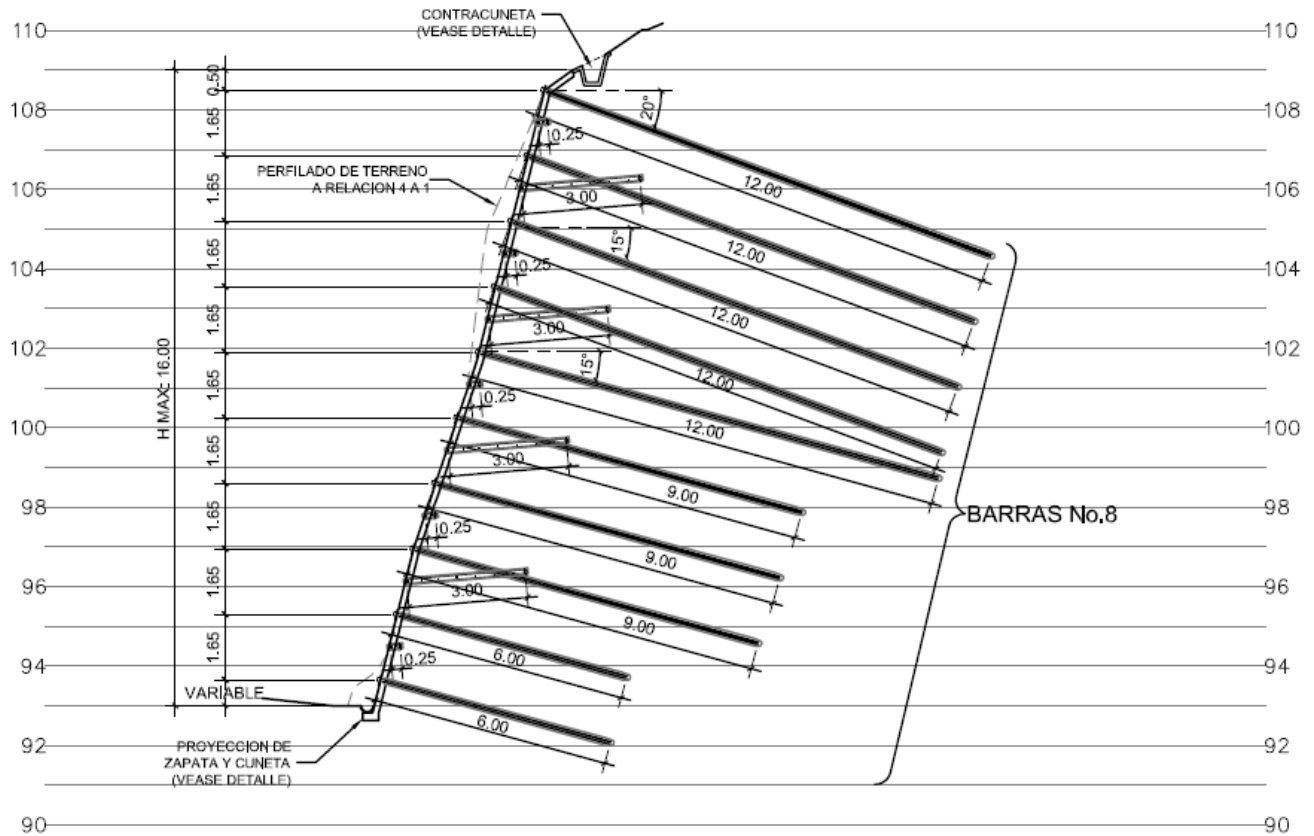
Tipo de suelo	$\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )	Ángulo de $\Phi$ (°)	C (t/m <sup>2</sup> )
Limo arenoso	1.70	24	4.00
Arena limosa 1	1.5	29	3.00
Arena limosa 2	1.5	32	3.00
Arena pómez	1.3	32	0.50
Arena con limo	1.6	30	3.00
Arena con limo 3	1.6	26	2.00
Arena	1.6	34	2.00

5.2.3 Características de los anclajes propuestos. A continuación se presenta un cuadro resumen con las características de los anclajes propuestos con la finalidad de obtener los factores de seguridad buscados de acuerdo al punto 1 (ver anexo 2).

Tabla 19: Tabla de anclajes propuestos.

altura (m)	longitud (m)	barra No.
1.00	6	8
3.00	6	8
5.00	9	8
7.00	9	8
9.00	12	8
11.00	12	8
13.00	12	8

Figura 19: Detalle de anclajes propuestos.

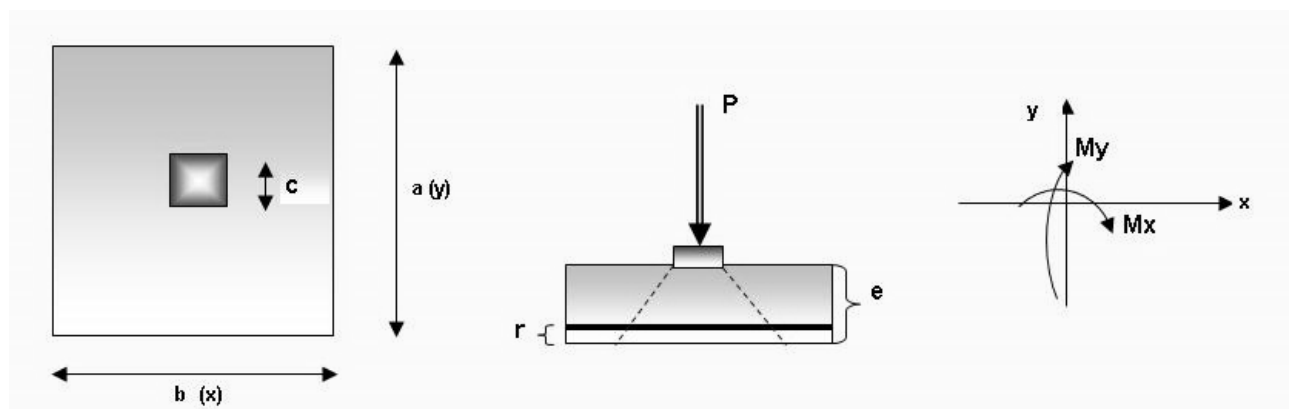


2.2.4 Resumen de los factores de seguridad obtenidos. A continuación se presentan un resumen de los resultados de factores de seguridad de estabilidad global obtenidos para la sección analizada en cada una de las fases de construcción, debido a que el proceso constructivo demanda que se corte el terreno por fases para evitar derrumbes:

Tabla 20: Factores de seguridad obtenidos según fases de construcción.

Etapa de construcción	Factor de seguridad	Descripción de fase
Fase 1	1.60	Sin sismo
	1.12	Con sismo
Fase 2	1.65	Sin sismo
	1.14	Con sismo
Fase 3	1.56	Sin sismo
	1.11	Con sismo
Fase 4	1.56	Sin sismo
	1.11	Con sismo
Fase 5	1.52	Sin sismo
	1.07	Con sismo
Fase 6	1.60	Sin sismo
	1.12	Con sismo
Fase 7	1.61	Sin sismo
	1.11	Con sismo

Figura 20: Detalle de dimensiones de muro.



5.2.5 Análisis interno. Con los datos obtenidos del análisis externo, se procede a calcular el espesor del muro requerido para soportar el punzonamiento transmitido por las varillas, así como el refuerzo de acero a flexión y cortante.

5.2.6 Diseño por cortante: En el caso específico de los Anclajes Pasivos, el cortante es transmitido de acuerdo a la máxima capacidad de servicio a tensión que desarrollarán las varillas que trabajarán como inclusiones. Si bien, esta máxima capacidad de servicio se desarrollará únicamente cuando el sistema se active (presencia de falla local, por ejemplo), se debe diseñar el muro para resistir las cargas de servicio, en cortante, descritas en la tabla 20. Es importante mencionar que el límite elástico del acero será en todos los casos  $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$  (60 Ksi).

Tabla 21: Máxima capacidad en servicio a tensión de varilla.

Tipo de varilla	Capacidad de servicio = $0.9 \cdot F_y \cdot A$ (ton)
No. 6	10.8438
No. 7	14.7597
No. 8	19.1646

La verificación a cortante se realizará de acuerdo con el ACI 318S-08, donde debemos obtener:

$$\Phi V_c + \Phi V_s > V_u$$

((ACI), 2008)

Donde  $V_c$  y  $V_s$  son las resistencias nominales a cortante del concreto y acero, respectivamente y  $V_u$  es el cortante último, que en este caso es la carga mayorada descrita en la tabla 20. Debido a que esta es una protección de alta duración se utilizara un espesor de muro de 15 cm, por lo que todos los cálculos estarán basados en ese valor.

De acuerdo con el ACI 318S-08, en la sección 11.11.2.1, la resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto viene dada por:

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{F'_c} \times b_o \times d$$

((ACI), 2008)

Para un espesor de muro de 15cm, por lo que:

$$d = 75\text{mm}$$

$$\beta = a / b = 2.00 / 2.00 = 1$$

$$\lambda = 1 \text{ (para concreto de peso específico regular)}$$

$$b_o = (\text{Ancho placa} + 1.00 \times d) \times 4 = 1100\text{mm}$$

$$f'_c = 21 \text{ Mpa}$$

$$V_c = 19.812 \text{ ton}$$

Diseño a cortante para varilla No. 8.

Cortante último  $V_u = 19.1646 \text{ ton}$

Resistencia nominal a cortante concreto =  $0.85 V_c = 16.84 \text{ ton}$

Diferencial,  $V_s = 2.325 \text{ ton}$ , a ser absorbido por acero

$$A_{vs} = \frac{V_s \times s}{F_y \times d}$$

(ACI 11.9.9)

Para  $s = 10\text{cm}$  (separación de refuerzo de acero)

$$A_{vs} = 72.31 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Adicionar 2 varillas No. 3 cada 10 cm, en ambos sentidos; Longitud = 1.00m

Para la varilla No. 8, el espesor de muro de concreto no es suficiente para resistir el cortante transmitido, por lo que se debe adicionar un refuerzo de acero, ubicado a una distancia "d" de la cara extrema en compresión del muro.

Diseño por flexión:

Del análisis se obtiene que los momentos poseen magnitudes muy bajas,  $M \approx 1.0 \text{ ton m/m}$

Por consiguiente, se utiliza el refuerzo mínimo a flexión, dado por:

$$A_s = 1.4 \frac{b_w \times d}{F_y}$$

Según la sección 10.5.1 del ACI 318S-08

Donde:

$b_w = 1.00\text{m} = 1000\text{mm}$ , ancho analizado

$d = 75\text{mm}$

$F_y = 420 \text{ Mpa}$

$A_s = 250 \text{ mm}^2 / \text{m} = 2.50 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Por el hecho que la densidad de acero requerida es muy pequeña, se escoge una sección de electromalla para cumplir la función de refuerzo a flexión. La figura 18, muestra la electromalla escogida:

Figura 21: Área de acero equivalente para electromalla

Nomenclatura		Diámetros		Área Varilla (cm <sup>2</sup> )	Peso		Área de Refuerzo (cm <sup>2</sup> /m)	Tipo de Varilla	F <sub>y</sub> =4,218 kg/cm <sup>2</sup> Grado 60	
Cuadro	Calibre	Mm	Pulg.		Kg/m <sup>2</sup>	Kg/malla			Refuerzo	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)
6" x 6"	10 / 10	3.43	0.14	0.09	0.98	13.78	0.62	Lisa	1b. 2 @ 43	0.73
6" x 6"	9 / 9	3.80	0.15	0.11	1.20	16.92	0.76	Corrugada	1b. 2 @ 35	0.90
6" x 6"	8 / 8	4.11	0.16	0.13	1.40	19.79	0.88	Lisa	1b. 2 @ 30	1.05
6" x 6"	7 / 7	4.50	0.18	0.16	1.68	23.72	1.06	Corrugada	1b. 2 @ 25	1.26
6" x 6"	6 / 6	4.88	0.19	0.19	1.98	27.90	1.25	Lisa	1b. 2 @ 21 @ 1b. 3 @ 42	1.49
6" x 6"	4.5/4.5	5.50	0.22	0.24	2.52	35.44	1.58	Corrugada	1b. 2 @ 17 @ 1b. 3 @ 38	1.89
6" x 6"	4 / 4	5.72	0.23	0.26	2.72	38.33	1.71	Lisa	1b. 2 @ 16 @ 1b. 3 @ 35	2.04
6" x 6"	3 / 3	6.20	0.24	0.30	3.19	45.03	2.01	Corrugada	1b. 2 @ 13 @ 1b. 3 @ 30	2.40
6" x 6"	2 / 2	6.67	0.26	0.35	3.68	51.80	2.32	Lisa	1b. 2 @ 12 @ 1b. 3 @ 30	2.76

Para una electromalla 6" x 6", calibre 4.5/4.5, el área de acero es mayor que la requerida, pero debido a que no es corrugada no se recomienda su utilización por lo que se propone un armado:

2.76 cm<sup>2</sup>/m > 2.50 cm<sup>2</sup>/m, ok

Armado propuesto.

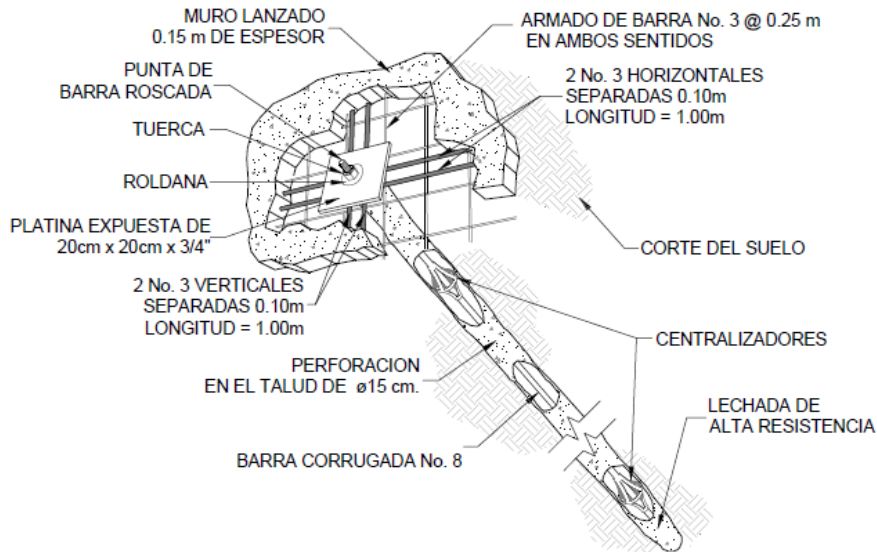
Área de varilla no. 3: 71 mm<sup>2</sup>

Se recomienda un armado de varilla no. 3 a cada 25 cm.

Para un área total de 284 mm<sup>2</sup>/m que es mayor a 250 mm<sup>2</sup>/m.

2.2.6 Resumen de muros y refuerzos de acero. A continuación se presenta el resumen de cada tratamiento, de acuerdo con el diámetro de varilla propuesto:

Figura 22: Detalle de muro y refuerzo para varilla No. 8.



**DETALLE SOIL NAILING**  
**BARRA NO. 8 CON REFUERZO**  
SIN ESCALA

### 5.3 MEMORIA DE CÁLCULO 3: Anclajes Activos.

5.3.1 Descripción del proyecto. El proyecto está ubicado en el kilómetro 12 carretera CA-1. Se debe controlar la emergencia en el tramo carretero para la estabilización este talud, este consta de una longitud de 108 m y una altura de 22 m. se propone utilizar anclajes activos, la metodología permite continuar con el tránsito vehicular durante la construcción y una brinda una protección de larga duración, este método también permite controlar la falla activa siempre y cuando no exista alteración a las sobrecargas existentes en la corona del talud.

Siendo la finalidad de dichos anclajes la de aportar un factor de seguridad global mínimo al talud en cada una de las situaciones a las cuales estará sometido el mismo, es decir:

Fase servicio, una vez completado la estabilización de la totalidad del talud. Factor de seguridad mínimo 1.50.

Fase servicio con aplicación de sismo. Factor de seguridad mínimo de 1.00.

Para el presente caso se ha aplicado una aceleración horizontal de 0.24g y una aceleración vertical de 0.12g.

Los cálculos de estabilidad del talud han sido realizados con el programa denominado TALREN 4, programa éste específicamente diseñado para este tipo de cálculos.

5.3.2 Características geotécnicas del talud. El suelo está compuesto de dos estratos principales, el primero de estos está constituido por arcillas limosas, el segundo estrato está constituido por arcillas limosas constituidas por roca descompuesta en matriz limo arenosa.

Luego de realizar los análisis correspondientes a dicho suelo se han obtenido las siguientes propiedades del suelo.

Tabla 22: propiedades del suelo del Km 12 carretera al Salvador.

Suelo	$\gamma$ aparente (t/m <sup>3</sup> )	$\Phi$ (°)	C (t/m <sup>2</sup> )
Arcillas limosas	1.70	25	2.00
Roca descompuesta	2.10	30	1.50

5.3.3 Características de los anclajes propuestos. A continuación se presenta un cuadro resumen con las características de los anclajes propuestos que cumplen los factores de seguridad planteados en el punto 1.

Tabla 23: Características de anclajes activos propuestos.

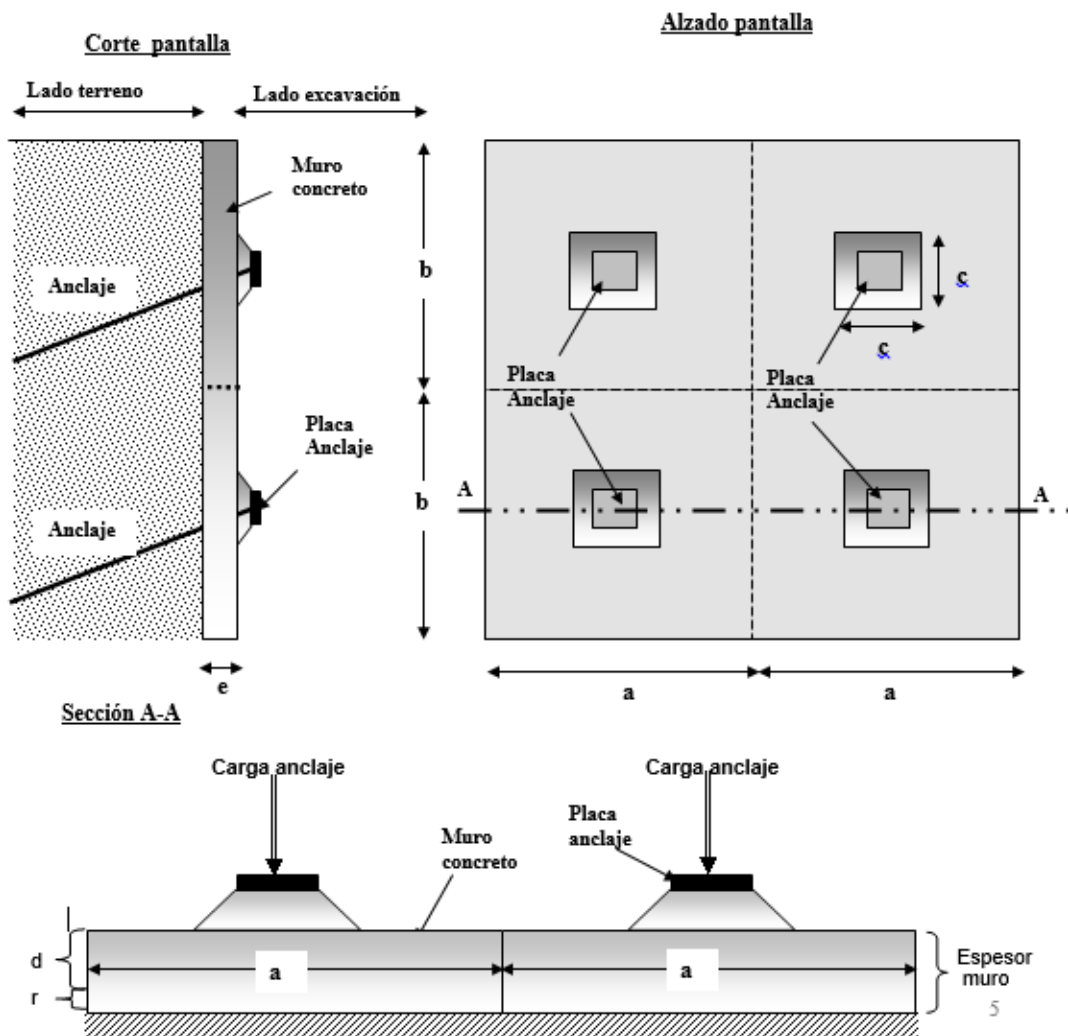
Anclaje	Long. Libre(m)	Long. Bulbo (m)	Espaciamiento (m)	Inclinación (°)	Tensado (ton)	Capacidad (ton)
1.50	5.00	7.00	2.50	20	30	42
4.00	6.00	7.00	2.50	20	30	42
6.50	7.00	7.00	2.50	20	30	42
9.00	11.00	7.00	2.50	20	30	42
11.50	14.00	7.00	2.50	20	30	42
14.00	18.00	7.00	2.50	20	30	42
16.50	22.00	7.00	2.50	20	30	42

5.3.4 Resumen de los factores de seguridad obtenidos. A continuación se presentan un resumen de los resultados de factores de seguridad de estabilidad global obtenidos para la sección analizada en cada una de las fases de construcción, debido a que el proceso constructivo demanda que se corte el terreno por fases para evitar derrumbes:

Tabla 24: Resumen de factores de seguridad para anclajes activos.

Etapa de construcción	Factor de seguridad	Descripción de fase
Fase 1	1.00	Fase Inicia estrato superior (arcillas limosas).
Fase 2	1.01	Fase Inicia estrato inferior (roca descompuesta).
Fase 3	2.46	Fase Servicio, estrato superior.
Fase 4	1.74	Fase Servicio, estrato inferior.
Fase 3 con sismo	1.44	Fase Sismo, estrato superior.

Figura 23: Diagrama de dimensiones de pantalla de anclajes activos.



### 5.3.5 Verificación del muro por cortante y cálculo del acero por flexión.

Propiedades de los materiales.

Hormigón ( $f'c$ ) = 28 MPa

Acero ( $f_y$ ) = 420 Mpa.

Verificación del muro por cortante y cálculo del acero por flexión.

El cálculo de la cuantía de acero se ha realizado considerando módulos de aproximadamente 2.50 m x 3.35 m, como una losa armada en dos sentidos con los cuatro bordes libres y apoyada en los anclajes. Los cálculos se han realizado considerando Los Estados Límites Últimos y la normativa A.C.I. (Comité del Instituto Americano del Concreto).

A continuación se muestra el procedimiento seguido en la determinación de los esfuerzos y de las cuantías de acero necesaria.

Verificación del muro por cortante y cálculo del acero por flexión.

Como losa armada en dos direcciones.

$$Vu1 = \frac{Vu1}{\Phi \times bo \times d} < Vc = 1.06 \times (f'c)^{\frac{1}{2}}; \Phi = 0.85$$

coeficiente de amortización por corte.

$$Vu1 = qs * ((a \times b)^2 - (c + d)^2)$$

$$bo = 4(c + d)$$

d = espesor de muro - recubrimiento

$$qs = \frac{Pu}{a \times b}$$

Pu = coeficiente x Carga anclaje,

en nuestro caso consideraremos el coeficiente igual a 1.5.

Como viga.

$$Vu2 = \frac{Vu2}{\Phi \times bo \times d} < Vc = 0.53 \times (f'c)^{\frac{1}{2}}; \Phi = 0.85$$

coeficiente de amortización por corte.

$$Vu2 = qs * (a \text{ ó } b) * \frac{((a \text{ ó } b) - c - d)}{2}$$

Cálculo del acero necesario por flexión.

$$Mu1 = qs \times a \times \frac{((b - c)/2^2)}{2}$$

$$Mu2 = qs \times b \times \frac{((a - c)/2^2)}{2}$$

$$As = \frac{Mu1}{\Phi \times fy \times d}$$

$$As = \frac{Mu2}{\Phi \times fy \times d}$$

$\Phi = 0.90$ , coeficiente de aminoración por flexión.

$$As_{min} = \frac{14}{fy \times b \times d}$$

Verificación del esfuerzo cortante sin armadura de cortante.

Tabla 25: Cálculo de acero necesario.

Anclaje	Carga anclajes(ton)	a (mts)	b (mts)	Espesor (mts)	vu1 Kg/cm <sup>2</sup>	vc losa Kg/cm <sup>2</sup>	Vu2 Kg/cm <sup>2</sup>	vc viga Kg/cm	Acero x (cm <sup>2</sup> /ml)	Acero y (cm <sup>2</sup> /ml)
1.50	30	2.50	2.75	0.20	17.58	17.74	7.66	8.87	9.17	7.39
4.00	30	2.50	2.95	0.20	17.62	17.74	7.81	8.87	10.00	6.89
6.50	30	2.50	3.33	0.20	17.68	17.74	8.04	8.87	11.58	6.11
9.00	30	2.50	3.33	0.20	17.68	17.74	8.04	8.87	11.58	6.11
11.50	30	2.50	3.33	0.20	17.68	17.74	8.04	8.87	11.58	6.11
14.00	30	2.50	3.33	0.20	17.68	17.74	8.04	8.87	11.58	6.11
16.50	30	2.50	3.33	0.20	17.68	17.74	8.04	8.87	11.58	6.11

### Resumen del armado propuesto.

Se propone como armado base 5 barras # 5 / ml / cara y sentido con un refuerzo en el lado terreno en ambos sentidos de 6 # 5.

### 2.3.6 Dimensionamiento de los anclajes a ser realizados.

#### Longitud libre.

La longitud libre necesaria es automáticamente determinada cuando se realiza el análisis de estabilidad global.

#### Longitud de bulbo.

El dimensionamiento de los anclajes en cuanto a la longitud de bulbo necesaria se hará siguiendo los criterios propuestos por Bustamante. El bulbo de los anclajes se realizará de forma general en la roca descompuesta con valores de  $N_{spt}$  del orden de 40 golpes.

Para el dimensionamiento de los anclajes a realizarse en el siguiente ejemplo se considera que los mismos son del tipo I.G.U, es decir Inyección Global y Unitaria.

A continuación se presenta el dimensionamiento de los bulbos.

$$T_u = \pi \times D_s \times L_s \times q_s$$

Donde;

$T_u$ : representa la carga límite del anclaje a ser movilizado en el terreno con un factor de seguridad igual a 2.

$D_s$ : representa el diámetro real de la perforación y que se expresa como,

$$D_s = \alpha \times D_d \text{ siendo:}$$

$D_d$ : el diámetro teórico de la perforación, en nuestro caso 5", es decir 139.7 mm.

$L_s$ =Longitud de bulbo.

$\alpha$ : Coeficiente mayorador del diámetro teórico de la perforación que depende del tipo de terreno donde va a ser realizado el bulbo y del sistema de inyección utilizado.

Se adoptará un valor de  $\alpha$  igual a 1.10.

$q_s$ : Fricción máxima desarrollable entre el bulbo y el terreno que depende del sistema de inyección a ser utilizado y del tipo de terreno. Para el presente estudio consideraremos un valor de  $q_s$ :

20 t/m<sup>2</sup> en la roca descompuesta con valores de  $N_{spt} \approx 40$  golpes

De acuerdo a los valores arriba considerados obtenemos una capacidad de aproximadamente de:

$\approx 4.28$  t/ml en el selecto con valores de  $N_{spt} \approx 40$  golpes.

Resumen de longitudes de bulbo propuestas.

Tabla 26: Resumen de longitudes de bulbo propuestas.

Carga (Ton)	$\alpha$	$q_s$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\Phi$ perf (m)	Capacidad/ml(Ton/m)	Longitud de bulbo (m)
30	1.10	20	0.139	$\approx 4.28$	7.00

5.3.7 Resumen de los anclajes de larga duración propuestos. A continuación se presenta un cuadro resumen con las características de los anclajes de larga duración propuestos (ver detalle en anexo 3).

Tabla 27: Resumen de anclajes activos propuestos.

Anclaje	Carga anclajes (ton)	Longitud Libre (m)	Longitud de bulbo (m)
1.50	30	5.00	7.00
4.00	30	6.00	7.00
6.50	30	7.00	7.00
9.00	30	11.00	7.00
11.50	30	14.00	7.00
14.00	30	18.00	7.00

## 6. DISCUSIÓN

El presente trabajo de graduación, titulado “Recopilación De Métodos Mecánicos Para Retención De Taludes”, consiste en una parte teórica y una parte práctica. En la parte teórica se realizó una recopilación de los principios fundamentales de la estabilidad de taludes y de los métodos más comunes de estabilización, con una descripción del diseño de los mismos, además de enumerar las ventajas y desventajas de su utilización.

En la parte práctica se llevó a cabo el diseño del sistema estabilización de tres taludes distintos, utilizando tres soluciones de acuerdo a cada caso. Los métodos utilizados fueron Muro de gravedad, Anclajes activos y Anclajes Pasivos. Estos dos últimos se encuentran entre los más populares en el área metropolitana de Guatemala, y se prefieren respecto a los muros de gravedad debido a varias razones: durante su construcción no se interrumpe el flujo vehicular sobre la carretera, garantizan una protección duradera y segura durante su construcción; no requieren grandes cantidades de corte y relleno, lo cual los hace más eficientes en el uso de los materiales y la administración del espacio.

La selección del método de retención deberá considerar varios factores, además de las características del talud en sí, el presupuesto disponible, el tiempo de construcción y qué tanto se puede modificar el ambiente alrededor del mismo. Es por ello que se consideró importante llevar a cabo este inventario de métodos mecánicos de retención de taludes, para facilitar el acceso a la información sobre los mismos y colaborar en el diseño de carreteras y edificaciones (en el cual se llevan a cabo movimientos considerables de tierras) permitiendo el análisis y selección del método más adecuado.

Es importante mencionar que, en algunos casos, el proceso de estabilización debe realizarse de emergencia, posterior a que el talud ha fallado y que se han generado pérdidas humanas y/o económicas. Esto es debido a que se pone poca atención a este aspecto cuando se realizan proyectos de desarrollo urbano, derivado de una pobre cultura de prevención en el país. Se conocen casos de tramos carreteros que han sufrido pérdida total debido a una pobre o nula estabilización de talud, que se hace evidente hasta el invierno posterior a su construcción, de modo que se dejan comunidades enteras incomunicadas durante semanas o incluso meses para realizar las reparaciones.

Es por esta razón que en el momento de realizar un diseño de obras de retención, deben considerarse aspectos como la presencia o incremento del nivel de agua en el suelo, además de vibraciones provocadas por sismos, maquinaria cercana o el paso de vehículos pesados, ya que todo esto modifica el comportamiento de los suelos, provocando una inestabilidad en los taludes.

## 7. CONCLUSIONES

- Se realizó un marco teórico sobre los principios generales de descripción de un talud y de estabilidad de los mismos.
- Se llevó a cabo una recopilación de los métodos de estabilización de taludes, considerando sus características, procedimientos de diseño y ventajas y desventajas.
- Se desarrolló la memoria de cálculo del sistema de retención de tres taludes, considerando soluciones distintas para cada uno, de acuerdo a las características particulares del mismo.
- Se considera que entre los tres métodos sujetos a análisis en este trabajo de graduación, se prefieren los anclajes activos y anclajes pasivos respecto a los muros de gravedad, debido a sus ventajas durante el proceso de construcción (administración de espacio) y que permiten la estabilización de taludes con una mayor altura.
- Se utilizaron varios programas de computación para llevar a cabo el diseño previamente mencionado, comprobando que los mismos son una herramienta muy útil para realizar el análisis de la estabilidad global de un talud a partir de sus características geométricas y mecánicas, lo que conlleva a diseños más confiables y duraderos.

## 8. RECOMENDACIONES

- Se recomienda llevar a cabo un proyecto de investigación, en seguimiento al presente, para evaluar el uso de otros métodos de retención de taludes, analizando otros casos aplicados al área metropolitana de Guatemala
- Se sugiere revisar los factores de seguridad de las etapas constructivas de la estructura para garantizar la integridad del personal de construcción y de los terceros cercanos al área de la obra.
- Se recomienda que los componentes estructurales del muro sean capaces de resistir los esfuerzos de corte y momentos generados por las presiones del suelo además de las sobre cargas, debe realizarse un chequeo de la estabilidad global del sistema y desplazamiento lateral, las presiones no deben sobrepasar la capacidad soporte del piso de la fundición.
- Se recomienda software Talren 4. Este programa permite revisar la estabilidad de las estructuras geotécnicas, como taludes, con o sin refuerzos.
- Para garantizar una protección a largo plazo en taludes donde se cuenta con espacio de construcción y tiempo de ejecución limitados, recomienda utilizar anclajes, tanto activos como pasivos.

## 9. BIBLIOGRAFÍA

- (ACI), 3. C. (2008). *318-08: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Estados Unidos: American Concrete Institute (ACI).
- Abramson L.W, L. T. (2002). *Slope stability and stabilization methods*. New York: Wiley & Sons, INC.
- Bustamante, M. (1986). Un método para el cálculo de los anclajes y micropilotes inyectados. In *Boletín de la SEMSC* (pp. 81-82). Madrid.
- Byrne, R. a. (1987). FHWA-SA-96-069. In *Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls* (p. 530). Federal Highway Administration Report.
- Calzia, E. (2013). Principios básicos de geotecnia. *PROCT: Programa de capacitación técnica*. Guatemala: Rodio-Swissboring Guatemala.
- Chandler, R. J. (1991). *Slope stability engineering*. London: Thomas Telford Ltd.
- Contreras, O. (2013). Soil Nailing. *PROCT: programa de capacitación técnica*. Guatemala: Rodio-Swissboring Guatemala.
- Das, B. M. (2010). Principios de Ingeniería de Cimentaciones 5ta Edición. Querétaro: Cengage Learning.
- Design method for stabilization of slopes with piles. (1997). In C. J. Hassiotis S., *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (pp. 314-323). ASCE.
- Elias, V. J. (1988). "Soil Nailing for stabilization of Highway slopes and excavations". In e. F.-R.-8.-1. FHWA, 1988 (p. 210). U.S. Department of Transportation.
- Gassler, G. G. (1981). Session 12. In *Soil Nailing-Some Soil Mechanic Aspects of In-Situ Reinforced Earth* (pp. 665-670). Stockholm.

- Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses. In *Geotechnique, Vol.33, No. 3* (pp. 1878-223).
- Hourdel. (2012). *Guía Técnica: Soletanche Bachy*. Paris: Soliranche Bachy.
- Ito, T. M. (1975). Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles. In *Soil and Foundations, Vol. 15, No. 4*.
- Loehr, E. (2007). Micropiles for Slopes Stabilization Workshop. In *First North American Landslides Conference*.
- Pantoja, J. (2013). Soil Nailing. *PROCT: Programa de capacitación técnica*. Guatemala: Rodio-Swissboring Guatemala.
- Sabatini, P. P. (1999). Ground Anchors and Anchored Systems. In *Geotechnical Engineering Circular No. 4, Publication No. FHWA- IF-99-015*. Washington, D.C.: Federal Highway Administration.
- Schaefer, V. (1997). Soil Improvement and Geosynthetics. In *Ground Improvement, Ground Reinforcement, Ground Treatment, Developments 1987-1997*. ASCE.
- Suárez, J. (2012). *Deslizamientos. Tomo I: Análisis Geotécnico*. Santander.
- Suárez, J. (2012). *Deslizamientos. Tomo II: Técnicas de Remediación*. Santander.
- Transportation, A. A. (2010). Standard Method of Test for Moisture-Density Relations of Soils Using a 2.5-kg (5.5-lb) Rammer and a 305-mm (12-in.) Drop. *AASHTO 99-10*, 13.

## 10. ANEXOS

## 10.1 ANEXO 1

PRIMER ANÁLISIS MURO DE GRAVEDAD

## Datos

$\gamma_s =$	1.50	ton/m <sup>3</sup>	base	2.50	m
$\mu =$	0.40		H	4.10	m
$\gamma_c =$	2.40	ton/m <sup>3</sup>	muro	0.45	m
$\Phi =$	30.00	°	h	0.60	m
sc	1.00	ton/m <sup>2</sup>			
Ka	0.33				
Kp	3.00				

presiones	K	$\gamma_s$	altura	$K \cdot \gamma_s \cdot \text{altura}$	Áreas	M ton-m/m
Ppy	3.00	1.50	0.60	2.70	0.81	0.16
Pay	0.33	1.50	4.10	2.05	4.20	5.74

presion sc	K	sc		$K \cdot \gamma_s \cdot \text{altura}$	Áreas	M ton-m/m
Ppq	0.33	1.00		0.33	1.37	2.80

Se descompone el muro y se calcula el peso por unidad lineal y el momento total que produce en el punto de origen

zona	Área (m <sup>2</sup> )	Peso (Ton/m <sup>3</sup> )	Brazo	M Ton m/m
1.00	4.20	10.09	1.37	13.78
2.00	1.85	4.43	2.28	10.07
total		14.51		23.86

FSV

2.81

Debe ser mayor a 1.50

## CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO

FDS

6.62	1.19
-----	
5.57	

Debe ser mayor a 1.50

SEGUNDO ANÁLISIS MURO DE GRAVEDAD

$\gamma_s =$	1.50	ton/m <sup>3</sup>	base	2.85	m
$\mu =$	0.41		H	4.70	m
$\gamma_c = 25$	2.40	ton/m <sup>3</sup>	muro	0.45	m
$\Phi =$	30.00	°	h	1.20	m
sc	1.00	ton/m <sup>2</sup>			
Ka	0.33				
Kp	3.00				

presiones	K	$\gamma_s$	altura	$K \cdot \gamma_s \cdot \text{altura}$	Áreas	M ton-m/m
Ppy	3.00	1.50	1.20	5.40	3.24	1.30
Pay	0.33	1.50	4.70	2.35	5.52	8.65

Presión por sc	K	sc		$K \cdot \gamma_s \cdot \text{altura}$	Áreas	Maq ton-m/m
Ppq	0.33	1.00		0.33	1.57	3.68

Se descompone el muro y se calcula el peso por unidad lineal y el momento total que produce en el punto de origen

zona	Área (m <sup>2</sup> )	Peso (Ton/m <sup>3</sup> )	Brazo	MwTon m/m
1.00	5.64	13.54	1.60	21.66
2.00	2.12	5.08	2.63	13.32
		18.61		34.98

FSV

2.94

debe ser mayor a 1.50

## CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO

FDS

$$\frac{10.87}{7.09}$$

1.53

## CHEQUEO DE PRESIONES

a= 1.29

e= 0.14

3a &gt; b 3.86

chequea, no hay presiones negativas

## PRESIÓN MÁX Y MÍN.

6.53 ±

1.90

8.43

MÁX

4.63

MÍN

La presión máxima no supera la capacidad del suelo

10.2 ANEXO 2

