

**ELABORACIÓN DE UN MANUAL CON EJERCICIOS  
PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES UTILIZANDO  
ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN**

**DIANA CAROLINA OQUENDO VARGAS  
ASTRID ALIETA QUINTERO VELASCO**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA  
2008**

**ELABORACIÓN DE UN MANUAL CON EJERCICIOS  
PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES UTILIZANDO  
ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN**

**DIANA CAROLINA OQUENDO VARGAS  
ASTRID ALIETA QUINTERO VELASCO**

**Tesis de grado presentada como requisito  
para optar el título de ingeniero civil**

**Director  
JAIME SUÁREZ DÍAZ  
Ingeniero civil**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA  
2008**

*Este trabajo lo dedico a todas aquellas personas que de una u otra forma contribuyeron a mi formación integral.*

***A DIOS**, primero que todo por darme la vida y permitirme lograr esta meta.*

***A MIS PADRES**, Marco Tulio y Ana Silvia, porque desde la distancia siempre estuvieron a mi lado en pensamiento apoyándome en todo.*

***A MIS HERMANITAS**, Ingrid Johana y Daniela porque son maravillosas.*

*Y aquella persona que estuvo a mi lado todo este tiempo **A.F.F.M***

*Diana Carolina*

*Este trabajo es dedicado a todas aquellas personas que me acompañaron y apoyaron de una u otra forma durante la trayectoria de mi carrera siendo parte fundamental en mi formación profesional.*

**A DIOS**, primero que todo por darme la vida y permitirme lograr esta meta.

**A MIS PADRES**, Víctor Quintero y Alieta Velasco, porque siempre estuvieron en los momentos de felicidad y de tristeza como punto de apoyo, llenando mi alma de fortaleza.

**A MIS HERMANOS**, Willy, Yami, Nini, Lady, Cami, porque son unos seres valiosos en mi vida los cuales me apoyaron siempre.

**A MI NOVIO**, Miguel Mauricio, que me acompañó durante todo este tiempo, quien fue un ser fundamental en mi vida, al cual le debo muchas cosas y a quien amo y deseo dedicarle este triunfo.

*Astrid Alieta*

## **AGRADECIMIENTOS**

Presentamos nuestros más sinceros agradecimientos en primer lugar al profesor Jaime Suárez Díaz, quien fue el Director de este proyecto y el encargado de brindarnos su colaboración a través de sus amplios conocimientos.

A todas las personas que laboran en GEOTECNOLOGIA Ltda. En especial a Efraín Andrés Serrano, quien nos brindó su colaboración en la realización de este proyecto.

A la Universidad Industrial de Santander por habernos formado como personas y como profesionales.

A nuestras familias quienes nos brindaron su apoyo en todo momento.

## TABLA DE CONTENIDO

	<b>Pág.</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	1
 <b>CAPITULO 1</b>	
1.1 GENERALIDADES.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.2.1 Objetivo General.....	2
1.2.2 Objetivos Específicos.....	2
1.3 ALCANCES Y LIMITACIONES.....	3
1.4 ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO.....	3
 <b>CAPITULO 2</b>	
<b>MANUAL PARA EL DISEÑO DE LA ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD UTILIZANDO UN MURO EN CONCRETO SIMPLE</b> .....	5
2.1 INTRODUCCIÓN.....	5
2.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MUROS DE CONCRETO SIMPLE.....	6
2.3 PASOS PARA EL DISEÑO.....	7
2.4 DISEÑO.....	8
2.4.1 Paso 1: Determinar la viabilidad del proyecto.....	8
2.4.2 Paso 2: Obtener la información geotécnica del deslizamiento o el talud.....	9
2.4.3 Paso 3: Evaluar el factor de seguridad del talud existente.....	11
2.4.4 Paso 4: Predimensionar el muro y calcular el factor de seguridad del talud con el muro.....	12
2.4.4.1 Dimensionar el muro de contención.....	12
2.4.4.2 Hallar el factor de seguridad del talud a falla global con el	

muro.....	13
2.4.5 Paso 5: Revisar la estabilidad del muro.....	15
2.4.5.1 Deslizamiento a lo largo de la base.....	15
2.4.5.2 Volcamiento.....	19
2.4.5.3 Capacidad de soporte.....	22
2.4.6 Paso 6: Diseñar la estructura interna del muro: drenaje y subdrenaje.....	24

### **CAPITULO 3**

#### **MANUAL PARA EL DISEÑO DE LA ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD**

<b>UTILIZANDO UN MURO ANCLADO.....</b>	<b>26</b>
3.1 INTRODUCCIÓN.....	26
3.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MUROS ANCLADOS.....	28
3.3 CLASES DE MUROS ANCLADOS.....	28
3.3.1 Gravedad o semi-gravedad.....	29
3.3.2 Pantallas.....	29
3.3.3 Tablaestacas.....	29
3.4 MECANISMO DE FUNCIONAMIENTO DE LAS ANCLAS.....	29
3.5 PASOS PARA EL DISEÑO.....	29
3.6 DISEÑO.....	30
3.6.1 Paso 1: Determinar la viabilidad del proyecto.....	30
3.6.2 Paso 2: Obtener Ya información geotécnica del deslizamiento o el talud.....	32
3.6.3 Paso 3: Suponer heurísticamente las características de las anclas.....	33
3.6.3.1 Localización.....	34
3.6.3.2 Espaciamiento.....	34
3.6.3.3 Inclinación.....	35

3.6.3.4 Longitud.....	36
3.6.4 Paso 4: Evaluar las presiones de tierra.....	38
3.6.5 Paso 5: Evaluar el factor de seguridad del talud existente.....	40
3.6.6 Paso 6: Calcular las tensiones en cada ancla.....	41
3.6.7 Paso 7: Diseñar el anclaje.....	44
3.6.7.1 Determinar el tipo de anclaje.....	44
3.6.7.2 Determinar el diámetro del anclaje.....	45
3.6.7.3 Determinar el diámetro de las perforaciones.....	45
3.6.8 Paso 8: Diseñar la longitud del bulbo y la longitud total del anclaje .....	47
3.6.8.1 Longitud del bulbo.....	47
3.6.8.2 Longitud total del anclaje.....	49
3.6.9 Paso 9: Diseñar la fachada de la estructura superficial y determinar la protección contra la corrosión.....	50
3.6.9.1 Diseñar la fachada.....	50
3.6.9.2 Determinar la protección contra la corrosión.....	51
3.6.10 Paso 10: Realizar el análisis de estabilidad del talud a falla global con el muro.....	53

## **CAPITULO 4**

### **MANUAL PARA EL DISEÑO DE LA ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD**

<b>UTILIZANDO UN MURO DE SOIL NAIL.....</b>	<b>56</b>
4.1 INTRODUCCIÓN.....	56
4.2 APLICACIONES DE LAS ESTRUCTURAS CON CLAVOS.....	58
4.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS CLAVOS (NAILS).....	58
4.4 PASOS PARA EL DISEÑO.....	60
4.5 DISEÑO.....	61
4.5.1 Paso 1: Consideraciones o suposiciones iniciales.....	61

4.5.1.1 Esquema del muro.....	61
4.5.1.2 Espaciamiento horizontal y vertical de los clavos.....	62
4.5.1.3 Patrón de los clavos sobre la cara del muro.....	62
4.5.1.4 Inclinación de los clavos.....	64
4.5.1.5 Longitud y distribución.....	65
4.5.1.6 Tipo de varilla y grado.....	66
4.5.1.7 Propiedades del suelo.....	67
4.5.1.8 Potencial de corrosión.....	69
4.5.1.9 Diámetro del orificio de perforación.....	72
4.5.1.10 Longitud de doblamiento.....	72
4.5.1.11 Factor de seguridad para los diferentes modos de falla.....	72
4.5.2 Paso 2: Diseño preliminar usando gráficos o métodos heurísticos.....	77
4.5.3 Paso 3: Diseño Final.....	88
4.5.3.1 Análisis de falla externa.....	88
4.5.3.2 Análisis sísmico.....	90
4.5.3.3 Diseñar la fachada.....	91
4.5.4 Paso 4: Estimar las deformaciones.....	101
4.5.5 Paso 5: Diseñar otros elementos: drenaje y subdrenaje.....	103

## **CAPITULO 5**

### **MANUAL PARA EL DISEÑO DE LA ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD**

<b>UTILIZANDO PILAS O PILOTES.....</b>	<b>107</b>
5.1 INTRODUCCIÓN.....	107
5.2 TIPOS DE PILOTES SEGÚN SU FUNCIÓN.....	108
5.3 TIPOS DE PILAS.....	108
5.3.1 Pilas de Cortante.....	108
5.3.2 Muros de Pilas de gran diámetro.....	108

5.3.3 Muros en cofres celulares.....	109
5.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LAS PILAS Y PILOTES.....	110
5.5 CARGAS QUE ACTÚAN EN UNA PILA O PILOTE.....	110
5.6 PASOS PARA EL DISEÑO.....	111
5.7 DISEÑO.....	112
5.7.1 Paso 1: Determinar la viabilidad del uso de pilas o pilotes.....	112
5.7.2 Paso 2: Obtener la información geotécnica del deslizamiento o el talud.....	113
5.7.3 Paso 3: Evaluar el factor de seguridad del talud existente.....	116
5.7.4. Paso 4: Determinar las características de los pilotes.....	117
5.7.4.1 Tipo de pilote.....	117
5.7.4.2 Sección de los pilotes.....	118
5.7.4.3 Profundidad de penetración.....	118
5.7.4.4 Longitud total de los pilotes.....	118
5.7.4.5 Espaciamiento.....	119
5.7.4.6 Localización de los pilotes en el talud.....	119
5.7.4.7 Efecto de grupo.....	119
5.7.5 Paso 5: Determinar la capacidad del pilote por carga lateral.....	122
5.7.6 Paso 6: Calcular el refuerzo de los pilotes.....	129
5.7.7 Paso 7: Realizar el análisis de estabilidad general del talud con los pilotes.....	130
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>133</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>135</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>136</b>

## LISTA DE FIGURAS

### CAPITULO 2

Figura 2.1 Muro en concreto simple.....	6
Figura 2.2 Talud que se va a estabilizar.....	8
Figura 2.3 Longitud del muro para el ejemplo.....	10
Figura 2.4 Parámetros del suelo.....	11
Figura 2.5 Factor de seguridad del talud existente sin obra.....	12
Figura 2.6 Predimensionamiento del muro.....	13
Figura 2.7 Dimensionamiento del muro para el ejemplo.....	14
Figura 2.8 Análisis estático del talud con obra.....	14
Figura 2.9 Análisis sísmico del talud con obra.....	15
Figura 2.10 Secciones para calcular $\Sigma v$ .....	17
Figura 2.11 Revisión por volteo (Rankine).....	19
Figura 2.12 Secciones para el calcular $\Sigma R$ .....	21
Figura 2.13 Fuerzas para calcular $q_{m\acute{a}x}$ .....	22
Figura 2.14 Fuerzas que actúan en la estructura para calcular $q_{m\acute{a}x}$ .....	23
Figura 2.15 Tipos de drenaje y subdrenajes para muros de concreto simple.....	25

### CAPITULO 3

Figura 3.1 Sección típica de un anclaje.....	27
Figura 3.2 Sistema de muro anclado.....	27
Figura 3.3 Talud que se va a estabilizar.....	31
Figura 3.4 Longitud del muro anclado.....	32
Figura 3.5 Parámetros del suelo.....	33
Figura 3.6 Espaciamientos necesarios para los anclajes.....	35

Figura 3.6.a Corte de la sección del muro.....	35
Figura 3.6.b Visita en planta del muro.....	35
Figura 3.7 Espaciamientos del anclaje en el muro del ejemplo.....	37
Figura 3.8 Diagrama de presión de tierras recomendado para arenas.....	39
Figura 3.8.a Muros con un nivel de terreno anclado.....	39
Figura 3.8.b Muros con múltiples niveles de terreno anclado.....	39
Figura 3.9 Espaciamientos del anclaje en el muro del ejemplo.....	40
Figura 3.10 Factor de seguridad del talud existente sin obra.....	41
Figura 3.11 Calcular la carga producida por el anclaje.....	42
Figura 3.12 Tensiones en los anclajes.....	43
Figura 3.13 Cargas que actúan en la fachada.....	52
Figura 3.14 Diagrama de momentos.....	52
Figura 3.15 Malla de refuerzo para la fachada.....	53
Figura 3.16 Modelo del talud con el muro anclado.....	54
Figura 3.17 Análisis de talud estático con obra.....	55
Figura 3.18 Análisis sísmico del talud con obra.....	55

#### **CAPITULO 4**

Figura 4.1 Sección transversal típica de un muro de Soil Nail.....	57
Figura 4.2 Vista frontal del muro.....	61
Figura 4.3 Sección transversal.....	61
Figura 4.4 Patrón de los clavos sobre la cara del muro.....	63
Figura 4.4.a Patrón de Nail cuadrado.....	63
Figura 4.4.b Patrón escalonado.....	63
Figura 4.5 Ejemplo disposición de clavos para suelo no horizontal.....	64
Figura 4.6.a Cambio de inclinación alrededor de obstáculos.....	65
Figura 4.6.b Extensión de los clavos en las esquinas.....	65
Figura 4.7 Criterios para la selección de la protección	

contra la corrosión.....	71
Figura 4.8 Vista frontal del muro del ejemplo.....	73
Figura 4.9 Sección transversal del muro del ejemplo.....	73
Figura 4.10 Espaciamiento de los clavos.....	74
Figura 4.11 Parámetros del suelo.....	75
Figura 4.12 Grafico preliminar de diseño para $\alpha=0^\circ$ y $\beta=0^\circ$ .....	80
Figura 4.12.a Longitud del clavo normalizada.....	80
Figura 4.12.b Fuerza de diseño máxima normalizada.....	80
Figura 4.13 Corrección para el diámetro del orificio de perforación.....	81
Figura 4.14 L/H normalizada y fuerza de tensión para $\alpha=0^\circ$ y $\beta=0$ .....	85
Figura 4.14.a L/H normalizada.....	85
Figura 4.14.b Fuerza de diseño del Nail normalizada.....	85
Figura 4.15 Corrección del diámetro del orificio de perforación para el ejemplo.....	86
Figura 4.16 Longitud total del Nail.....	88
Figura 4.17 Falla por estabilidad Global.....	89
Figura 4.18 Dimensiones de la fachada.....	92
Figura 4.19 Definición de la geometría en SNAIL.....	93
Figura 4.20 Geometría del muro.....	94
Figura 4.21 Geometría del refuerzo.....	94
Figura 4.22 Resistencia del refuerzo.....	95
Figura 4.23 Búsqueda de limites.....	96
Figura 4.24 Parámetros del suelo.....	96
Figura 4.25 Resultados del SNAIL para cargas estáticas.....	97
Figura 4.26 Cargas de sismo.....	99
Figura 4.27 Resultados del SNAIL para cargas sísmica.....	99
Figura 4.28 Malla de refuerzo para la fachada.....	100
Figura 4.29 Deformación de los muros de Soil Nail.....	101

Figura 4.30 Drenajes del Soil Nail.....	104
Figura 4.31 Drenaje recomendado para el ejemplo.....	105
Figura 4.32 Subdrenaje recomendado para el ejemplo.....	106

## **CAPITULO 5**

Figura 5.1 Pilas y pilotes.....	107
Figura 5.2 Pilas de gran diámetro.....	109
Figura 5.3 Sistemas de grupos de pilotes.....	109
Figura 5.4 Talud que se va a estabilizar.....	113
Figura 5.5 Longitud del talud.....	115
Figura 5.6 Factor de seguridad del talud existente sin obra.....	117
Figura 5.7 Espaciamiento recomendado entre pilotes.....	119
Figura 5.8 Dimensiones de los pilotes del ejemplo.....	121
Figura 5.9 Espaciamiento de los pilotes para el ejemplo.....	121
Figura 5.10 Localización en la sección transversal del talud.....	122
Figura 5.11 Resistencia lateral ultima de los pilotes largos en arena.....	124
Figura 5.12 Condiciones de la cabeza del pilote.....	125
Figura 5.13 Espaciamiento de los pilotes para el ejemplo.....	126
Figura 5.14 Modelo del talud con los pilotes.....	131
Figura 5.15 Análisis estático del talud con obra.....	131
Figura 5.16 Análisis sísmico del talud con obra.....	132

## LISTA DE TABLAS

### CAPITULO 2

Tabla 2.1 Pasos para el diseño de la estabilización de un talud utilizando un muro en concreto simple.....	7
Tabla 2.2 Procedimiento para calcular $\Sigma v$ .....	8
Tabla 2.3 Procedimiento para calcular $\Sigma_R$ .....	20
Tabla 2.4 Cálculo de $\Sigma_R$ para el muro del ejemplo.....	21
Tabla 2.5 Factores de capacidad de carga según Vesic.....	23

### CAPITULO 3

Tabla 3.1 Pasos para el diseño de la estabilización de un talud utilizando un muro anclado.....	30
Tabla 3.2 Requisito de resistencia a la rotura de los tendones de acero... ..	46
Tabla 3.3 Resistencia ultima al esfuerzo cortante entre el bulbo del anclaje y el material de la interface a lo largo del bulbo.....	48

### CAPITULO 4

Tabla 4.1 Pasos para el diseño de un muro de Soil Nail.....	60
Tabla 4.2 Resistencia a la adherencia del Soil Nail en suelos y rocas.....	68
Tabla 4.3 Criterios para evaluar el potencial de corrosión del suelo.....	69
Tabla 4.4 Requerimientos para la protección contra la corrosión.....	70
Tabla 4.5 Parámetros variables.....	78
Tabla 4.6 Desplazamientos del muro de Soil Nail.....	102

### CAPITULO 5

Tabla 5.1 Pasos para el diseño de la estabilización de un talud usando pilas y pilotes.....	111
Tabla 5.2 Valores representativos de $n_h$ .....	123

## GLOSARIO

**Acero de refuerzo:** Es el acero de refuerzo suplementario convencional (varillas de acero), se usa comúnmente en la región de altos esfuerzos locales de compresión. Tanto para miembros postensados como pretensados es usual proveerlos de varillas de acero longitudinal para controlar las grietas de contracción y temperatura.

**Anclaje:** Medio que se emplea para sujetar elementos estructurales al bloque de cimentación en la que se apoya.

**Bulbo:** El bulbo es la longitud de varilla del anclaje que es cementada para transmitir la carga de tensión al suelo.

**Concreto:** Mezcla homogénea de material cementante, agregados inertes y agua, con o sin aditivos.

**Concreto reforzado:** Material constituido por concreto que tiene un refuerzo consistente en barras de acero corrugado, estribos transversales o mallas electrosoldada, colocadas principalmente en las zonas de tracción.

**Deslizamiento:** Movimientos hacia afuera o cuesta abajo de materiales que forman laderas (rocas naturales y tierra). Son desencadenados por lluvias torrenciales, la erosión de los suelos y temblores de tierra.

**Deslizamiento de traslación:** El movimiento de la masa se desplaza hacia afuera o hacia abajo, a lo largo de la superficie más o menos plana o ligeramente ondulada.

**Estructura de Contención:** Estructura diseñada para contener los empujes de tierras que pueden afectar a una determinada obra. Puede ser una única obra con un único proyecto (como es el caso de la construcción de un muro de contención con el fin de obtener parcelas de superficie horizontal), o puede ser parte de un proyecto más grande, (como por ejemplo, un muro para contener el empuje de tierras próximo a una carretera, o pantallas para la construcción de los sótanos de un edificio).

**Factor de seguridad:** Es la relación que existe entre la suma de las fuerzas resistentes y la suma de las fuerzas que estimulan el deslizamiento.

**Heurístico:** Método de ensayo y error para acercarse a la solución de un problema. No garantiza llegar a la solución pero puede acelerar el proceso de hallarla.

**Lechada de cemento:** Se define como una pasta muy fluida de cemento, agua, y eventualmente adiciones, utilizada principalmente para inyecciones de terrenos, cimientos, túneles, etc.

**Muro:** Elemento cuyo espesor es mucho menor en relación con sus otras dos dimensiones, usualmente vertical, utilizado para delimitar espacios.

**Perfil de suelo:** Son los diferentes estratos de suelo existente debajo del sitio del proyecto.

**Presión activa:** Es la presión lateral ejercida por el suelo detrás de la estructura cuando esta se mueve suficientemente hacia fuera para alcanzar un valor mínimo.

**Presión admisible del terreno:** Presión máxima admisible por un terreno de cimentación que proporciona la seguridad necesaria para evitar la ruptura de la masa de terreno o el movimiento de los cimientos.

**Presión pasiva:** Es la presión lateral ejercida sobre la pared cuando la estructura se mueve suficientemente hacia el suelo hasta que la presión alcanza un valor máximo.

**Superficie de falla:** Superficie o zona delgada a lo largo de la cual un lado se ha desplazado con respecto al otro, en una dirección paralela a la superficie o zona.

**Nivel freático:** Altura que alcanza la capa acuífera subterránea más superficial.

**Viabilidad:** Posibilidad de llevar a cabo un proyecto.

## **TÍTULO: ELABORACIÓN DE UN MANUAL CON EJERCICIOS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES UTILIZANDO ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN\***

AUTORES: DIANA CAROLINA OQUENDO VARGAS  
ASTRID ALIETA QUINTERO VELASCO\*\*

PALABRAS CLAVE: Talud, estabilización, estructura de contención, anclaje, superficie de falla, factor de seguridad.

DESCRIPCIÓN: A la hora de realizar un proyecto o llevar a cabo una obra de construcción es muy importante analizar la estabilidad del talud y determinar cuáles son los factores que están causando la inestabilidad, los cuales pueden ser: por razones geológicas, variación del nivel freático u obras de ingeniería.

A pesar de todos los avances tecnológicos que existen en la actualidad, el comportamiento de un talud ante un eventual movimiento de tierra es impredecible debido a la complejidad de la naturaleza. A través del tiempo los profesionales en el campo se han puesto en la labor de diseñar una gran variedad de estructuras de contención encargadas de estabilizar aquellos taludes que representen un riesgo de deslizamiento y que ante una falla inesperada puedan poner en riesgo la vida humana, lo cual debe ser la principal preocupación de los ingenieros civiles.

En este proyecto se desarrolla un manual que presenta una metodología para diseñar algunos tipos de estructuras de contención usados para la estabilización de taludes, los tipos de estructuras desarrollados en este proyecto son los que normalmente se usan en nuestro país, además se presentan las ventajas y desventajas que se pueden tener en cuenta en el momento de determinar cual es el tipo de estructura que mejor se ajusta a las condiciones generales del proyecto.

Con el fin de lograr un mayor entendimiento de los temas, se plantea un ejemplo de estabilización de un talud usando cada uno de los tipos de estructuras de contención desarrollados, en donde se presenta la explicación de la metodología paso a paso.

---

\* Tesis de Grado

\*\* Facultad de Ciencias Físico-mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director: Jaime Suárez Díaz.

## **TITLE: DEVELOPMENT OF YEARS WITH A MANUAL FOR USING THE STABILIZATION SLOPE CONTAINMENT STRUCTURE\***

AUTHORS: DIANA OQUENDO CAROLINA VARGAS  
ASTRID ALIETA QUINTERO VELASCO \*\*

KEY WORDS: Talud, stabilization, containment structure, anchoring, surface slip, safety factor.

ABSTRACT When a project or perform the construction work is very important to analyze the slope stability and identify the factors that are causing instability, which can be: for geological reasons, change of water table or engineering works. Despite all the technological advances that exist today, the behavior of a slope before an eventual movement of land is unpredictable due to the complexity of nature. Over time professionals in the field have been put in the work of designing a wide variety of structures of containment in charge of stabilizing those slopes that pose a risk of slipping and that before an unexpected failure could endanger human life, so which should be the main concern of civil engineers.

This project will develop a handbook that presents a methodology for designing some type of containment structures used to stabilize slopes, the types of structures developed in this project are those which are generally used in our country, also presents the advantages and disadvantages that can be taken into account when determining what type of structure that best fits the general conditions of the project.

In order to achieve a greater understanding of the issues, is an example of stabilization of a slope using each type of containment structures developed, which are explained the methodology step by step.

---

\* Undergraduate Thesis

\*\* Faculty of Physical-mechanical Sciences, Civil Engineering School, Jaime Suárez Díaz

## **INTRODUCCIÓN**

### **1.1 GENERALIDADES**

Los temas relacionados con la estabilidad de taludes son de gran complejidad debido a que la naturaleza es impredecible; a pesar del gran avance de la tecnología no se tiene un conocimiento exacto que permita determinar cómo sería el comportamiento de un talud ante un eventual movimiento de tierra.

Existen diversos sistemas de estabilización los cuales se deben emplear en caso de que exista una amenaza que ponga en riesgo la estabilidad de un talud, estos sistemas se diferencian de acuerdo a la forma en que transmiten las cargas, dentro de estos se encuentran las estructuras de contención tales como son muros de Soil Nail, muros de concreto simple, muros anclados, pilas y pilotes, los cuales serán tratados en este proyecto.

Las estructuras de contención son las encargadas de evitar que se produzca un movimiento lateral del terreno, soportan las cargas que ejerce la masa de tierra sobre el talud, y a su vez, transmiten estas fuerzas al suelo, o simplemente las transmiten a un lugar más seguro fuera de la masa susceptible a movimiento. En el caso en que se produzca un movimiento de tierra, la estructura de contención absorbe esta carga garantizando que el talud no se desestabilice, por esta razón hay que tener especial cuidado en su diseño y efectividad ya que su construcción y mantenimiento implica grandes costos.

Existe gran información acerca del tema de estabilización de taludes usando estos tipos de estructuras de contención pero se crea la necesidad de

realizar un manual en el que se organice toda esta información y se plantee una metodología clara que ilustre con ejemplos el procedimiento el diseño.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 Objetivo General**

El objetivo general del presente trabajo de grado es realizar un manual con ejemplos para el diseño de la estabilización de taludes, utilizando estructuras de contención tales como: Muros de Soil Nail, muros de concreto simple, muros anclados, pilas y pilotes.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- ✓ Elaborar un manual que describa en forma clara los pasos, las especificaciones y los demás aspectos que se deben tener en cuenta en el diseño las estructuras de contención.
- ✓ Aplicar los pasos de diseño de cada una de las estructuras de contención a un ejemplo de estabilización de un talud.
- ✓ Realizar los ejemplos aplicando todas las herramientas necesarias como son modelos matemáticos y herramientas de software (SLOPE-W y SNAIL), que permitan encontrar soluciones en cada uno de los pasos de diseño.

### **1.3 ALCANCES Y LIMITACIONES**

El propósito de este proyecto es la elaboración de un manual donde se describa el procedimiento que se debe seguir para el diseño de las estructuras de contención, dicho procedimiento será aplicado mediante unos ejemplos de estabilización de taludes. Este manual se realizó con el fin de aportar una herramienta muy útil en la etapa de diseño de las estructuras de contención.

Cabe resaltar que en nuestro país no existe una metodología estándar para el diseño de este tipo de estructuras, sino que su diseño y construcción se consulta en manuales desarrollados por otros países en los cuales se utilizan algunas técnicas que aún no se implementan o que simplemente no se adaptan a las condiciones de nuestro país.

Alguna limitación que se puede presentar en el momento de aplicar la metodología propuesta en este manual, puede ser el no tener disponibilidad a los softwares que se deben usar y que son fundamentales para el diseño de este tipo de estructuras.

### **1.4 ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO**

**Capítulo 1.** Este capítulo incluye la introducción al trabajo de grado, los objetivos establecidos y los alcances y limitaciones del proyecto.

**Capítulo 2.** En este capítulo se desarrolla el manual con los pasos para el diseño de un muro de concreto simple aplicados a un ejemplo para la estabilización de un talud

**Capítulo 3.** En este capítulo se desarrolla el manual con los pasos para el diseño de un muro anclado aplicados a un ejemplo para la estabilización de un talud.

**Capítulo 4.** En este capítulo se desarrolla el manual con los pasos para el diseño de un muro de Soil Nail aplicados a un ejemplo para la estabilización de un talud.

**Capítulo 5.** En este capítulo se desarrolla el manual con los pasos para el diseño de pilas y pilotes aplicados a un ejemplo de pilotes usados para la estabilización de un talud.

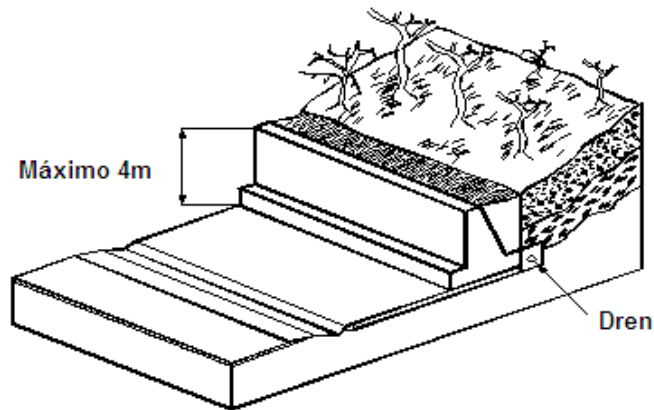
## **CAPITULO 2. MANUAL PARA EL DISEÑO DE LA ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD UTILIZANDO UN MURO DE CONCRETO SIMPLE**

### **2.1 INTRODUCCIÓN**

Los muros de concreto simple se comportan como estructuras rígidas que se apoyan sobre suelos competentes para transmitir las fuerzas desde su cimentación al cuerpo del muro y de esta forma generar fuerzas de contención a la masa inestable, son masas relativamente grandes de concreto, las cuales proveen apoyo lateral para una masa de suelo y deben su estabilidad fundamentalmente a su peso propio y al peso del suelo ubicado directamente sobre su base.

El empleo de este tipo de muros es una práctica común en todo el mundo, pero su éxito ha sido limitado 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.

Los muros de concreto simple actúan como estructuras de peso o gravedad y se recomienda no emplear alturas superiores a cuatro metros debido a que se pueden presentar roturas a flexión en la parte inferior del muro o dentro del cimiento (Figura 2.1).



**Figura 2.1 Muro en concreto simple.**

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 que sea capaz de resistir las cargas de desequilibrio debidas al deslizamiento, adicionadas por un factor de seguridad que se recomienda sea mayor a 2.0. Si el deslizamiento es de rotación, ocurre con frecuencia el fracaso de estos muros debido a que la fuerza actuante en el pié puede tener una componente vertical importante hacia arriba y sea capaz de levantar el muro.

## **2.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MUROS DE CONCRETO SIMPLE**

Las principales ventajas de los muros de concreto simple son:

- Relativamente simples de construir y mantener.
- Pueden construirse en curvas y en diferentes formas para propósitos arquitectónicos y pueden colocarse enchapes para su apariencia exterior.

Las principales desventajas de los muros de concreto simple son:

- Se requiere una muy buena fundación y no permite deformaciones importantes.
- Se necesitan cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado, antes de que puedan trabajar efectivamente.
- En general estos muros solo son efectivos para estabilizar deslizamientos de tamaño pequeño.
- Generalmente son antieconómicos para alturas de más de tres metros.

### 2.3 PASOS PARA EL DISEÑO

Para el diseño de la estabilización de un talud utilizando un muro de concreto simple se pueden seguir los pasos que se presentan en la Tabla 2.1:

**Tabla 2.1 Pasos para el Diseño de la estabilización de un talud utilizando un Muro de Concreto Simple**

<b>Paso 1</b>	Determinar la viabilidad del uso del muro en concreto simple
<b>Paso 2</b>	Obtener la Información geotécnica del deslizamiento o el talud
<b>Paso 3</b>	Evaluar el factor de seguridad del talud existente
<b>Paso 4</b>	Predimensionar el muro y calcular el factor de seguridad del talud a falla global con el muro <ul style="list-style-type: none"> <li>- Dimensionamiento de los muros de contención.</li> <li>- Hallar el factor de seguridad a falla global del talud con el muro.</li> </ul>
<b>Paso 5</b>	Revisar la estabilidad del muro <ul style="list-style-type: none"> <li>- Deslizamiento a lo largo de la base</li> <li>- Volcamiento</li> <li>- Capacidad de soporte.</li> </ul>
<b>Paso 6</b>	Diseñar la estructura interna del muro: drenaje y subdrenaje

## 2.4 DISEÑO

### 2.4.1 Paso 1: Determinar la viabilidad del uso del muro en concreto simple

Analizar las limitaciones que pueda tener la construcción del muro de concreto simple, tales como que la altura de este no sea mayor a 4 metros con el fin de evitar las deformaciones excesivas y determinar el tipo de deslizamiento que se presenta para saber si es conveniente la utilización de este tipo de estructuras o no.

#### EJEMPLO: PASO 1

El problema comprende la estabilización de un talud de una altura no muy grande que ha presentado deslizamientos traslacionales, el método de estabilización consiste en un muro de concreto simple. El talud que se va a estabilizar se presenta en la figura 2.2.

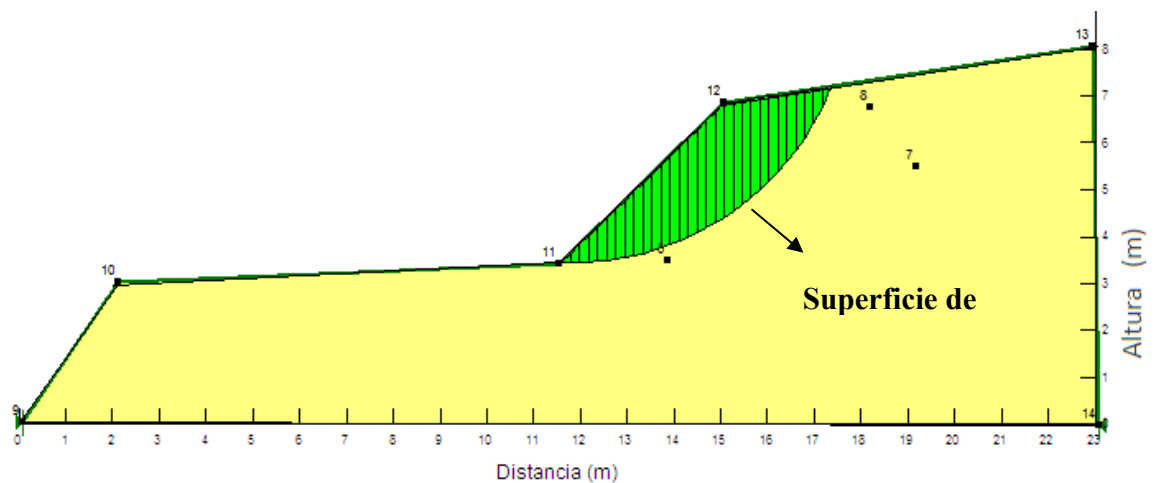


Figura 2.2 Talud que se va a estabilizar

Después de revisar las condiciones del talud, se encontró que un sistema de muro en concreto simple era la mejor solución para estabilizarlo, además no

se identificó ninguna restricción en el uso y en la construcción de este tipo de estructura.

#### **2.4.2 Paso 2: Obtener la información geotécnica del deslizamiento o el talud**

Las condiciones existentes del talud deben ser evaluadas mediante la información disponible o mediante la exploración del subsuelo. Las características que se deben conocer para el diseño son:

- Relieve: Representa la forma que adopta la superficie de la corteza terrestre.
- Extensión lateral: Se refiere al ancho del talud que necesita ser estabilizado y por consiguiente corresponde al ancho del muro que se va a diseñar, esta información puede ser obtenida mediante observaciones en el sitio.
- Perfil del suelo y niveles freáticos: Representa las características del subsuelo, se debe tener en cuenta además los niveles de agua subterránea presentes.
- Parámetros para el análisis: Estos parámetros deben incluir peso unitario, resistencia al cortante y cohesión de los suelos presentes.
- Superficie de falla: Esta se debe determinar con ayuda de un software<sup>1</sup> que permita el análisis de estabilidad del talud y permita determinar la superficie de falla con el factor de seguridad más bajo.

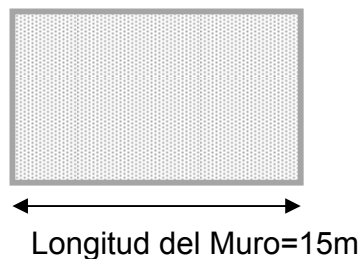
---

<sup>1</sup> SLOPE-W

- Sismicidad: Se debe determinar los coeficientes de aceleración sísmica del lugar donde se vaya a construir el muro con el fin de realizar el análisis sísmico del talud.

## **EJEMPLO: PASO 2**

- Relieve: El relieve del talud que se va a estabilizar se presenta en la figura 2.2.
- Extensión lateral: El ejemplo consiste en un talud de 15 metros de longitud (Figura 2.3).



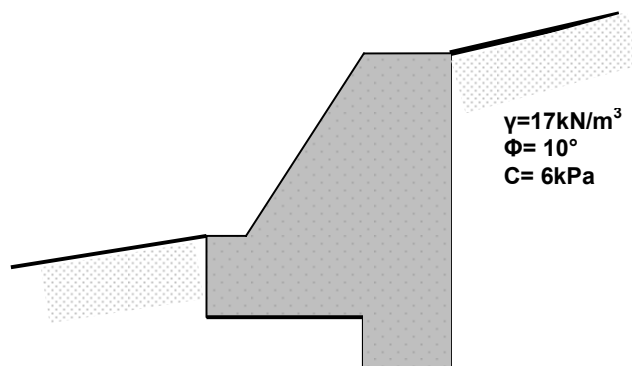
**Figura 2.3 Longitud del Muro para el ejemplo**

- Perfil del suelo y niveles freáticos: El perfil del suelo se presenta en la figura 2.2, no se tiene en cuenta las condiciones de agua subterránea ya que el nivel de estas se encuentra muy por debajo del fondo de la excavación.
- Parámetros para el análisis: El talud está conformado por un solo tipo de suelo que presenta las siguientes características (Figura 2.4):

Peso unitario ( $\gamma$ )= 17kN/m<sup>3</sup>

Angulo de Fricción ( $\Phi$ )= 10°

Cohesión (C)= 6Kpa



**Figura 2.4 Parámetros del suelo**

- Superficie de falla: Mediante el software SLOPE-W se realizó el análisis de estabilidad del talud existente y se encontró la superficie de falla que presentó el factor de seguridad más bajo (Figura 2.2).
- Sismicidad: Para la ciudad de Bucaramanga la CDMB<sup>2</sup> especifica un coeficiente de aceleración sísmico horizontal  $k_h=0.15$ , el coeficiente de aceleración vertical  $k_v=0$ , porque Bucaramanga no es una zona epicentral.

### **2.4.3 Paso 3: Evaluar el factor de seguridad del talud existente**

Calcular el factor de seguridad utilizando un software de equilibrio límite. Realice un cálculo de estabilidad de taludes convencional y ajuste las condiciones en tal forma que el modelo sea lo más cercano posible a la realidad.

---

<sup>2</sup> Corporación Autónoma regional para la defensa de la meseta de Bucaramanga. Resolución, número 0838 de Octubre 31 de 2002

### EJEMPLO: PASO 3

Para el ejemplo se utilizó el software SLOPE-W y mediante el análisis de estabilidad se encontró el factor de seguridad del talud (Figura 2.5)

El menor factor de seguridad fue  $0.945 < 1$  (factor de seguridad mínimo), lo cual significa que el talud existente es inestable.

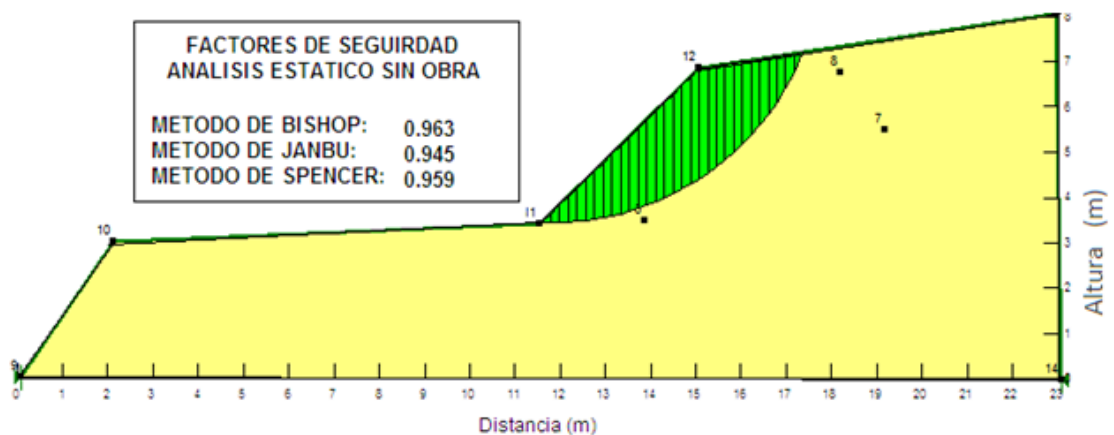


Figura 2.5 Factor de seguridad estático del talud existente sin obra

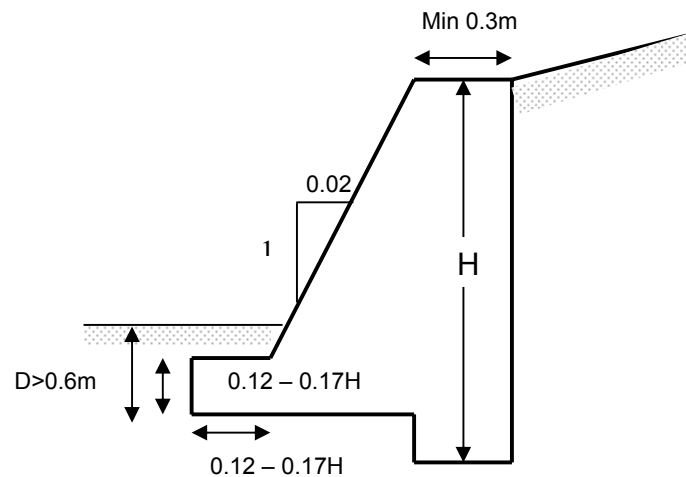
#### 2.2.4 Paso 4: Predimensionar el muro y calcular el factor de seguridad del talud a falla global con el muro

A prueba y error con un software de estabilidad de taludes por equilibrio límite modifique las dimensiones y localización del muro para lograr el factor de seguridad deseado, realice el análisis estático y sísmico.

##### 2.4.4.1 Dimensionamiento de los muros de contención

Al diseñar muros de contención, el diseñador debe suponer algunas de las dimensiones y realizar el análisis de estabilidad, si estas revisiones no dan los resultados deseados, las secciones se cambian y vuelven a revisarse.

La figura 2.6 muestra las proporciones generales de varios componentes de muros de contención las cuales se usan para las revisiones iniciales.



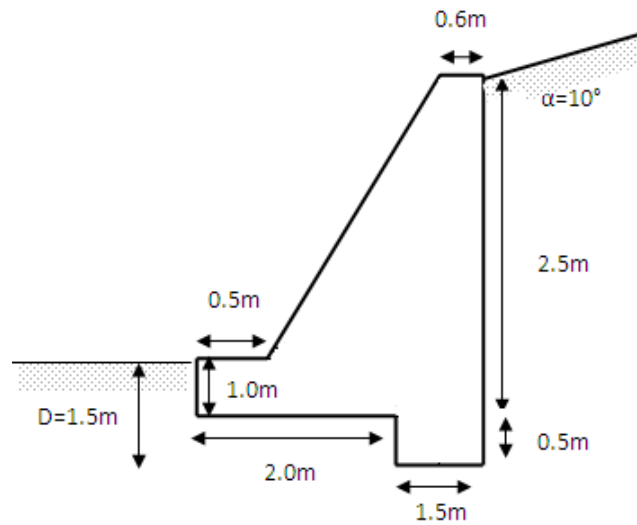
**Figura 2.6 Predimensionamiento del muro**

#### **2.4.4.2 Factor de seguridad del talud a falla global con el muro**

Se debe realizar el análisis de estabilidad del talud con el muro para saber si las dimensiones preliminares arrojan un factor de seguridad mayor a 1.2 para la condición estática y mayor a 1.1 para la condición sísmica, si los factores de seguridad no cumplen, cambie las dimensiones del muro y repita el análisis.

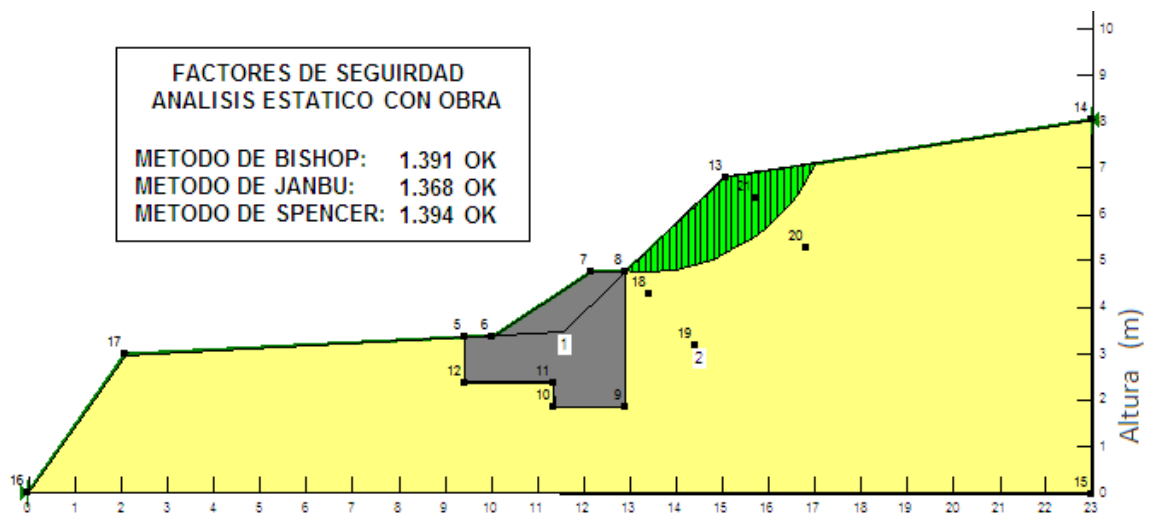
#### **EJEMPLO: PASO 4**

Las dimensiones de las componentes del muro seleccionadas para realizar el análisis se presentan en la figura 2.7.

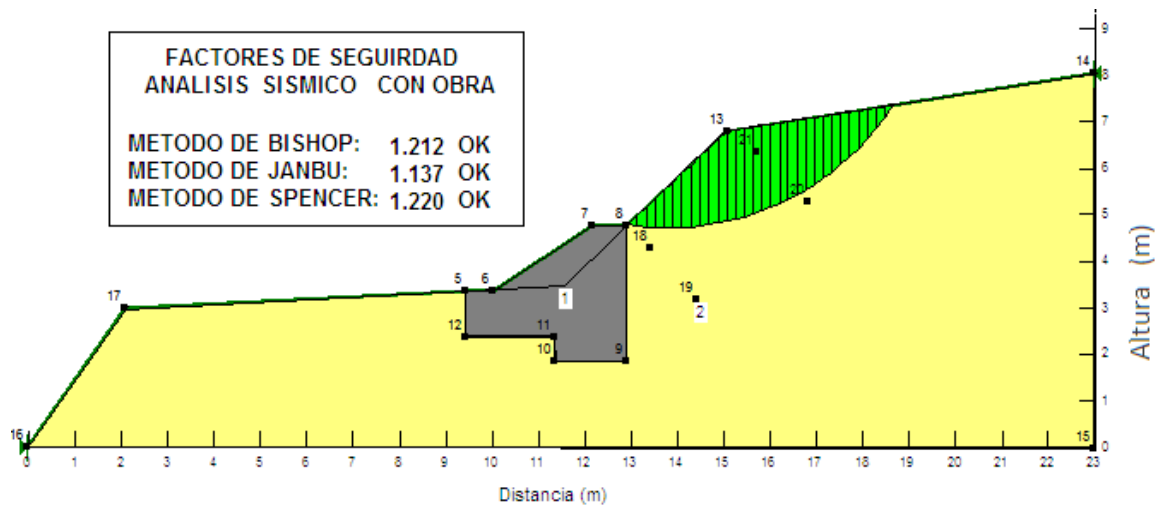


**Figura 2.7 Dimensionamiento del muro para el ejemplo**

Con este dimensionamiento y con el software SLOPE-W analizamos el factor de seguridad con el muro. Donde se encontró que la estabilidad global cumple (Figura 2.8 y 2.9).



**Figura 2.8 Análisis Estático del talud con obra**



**Figura 2.9 Análisis Sísmico del talud con obra**

### 2.4.5 Paso 5: Revisar la estabilidad del muro<sup>3</sup>

Para revisar la estabilidad de un muro de contención son necesarios los siguientes chequeos:

- ✓ Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base.
- ✓ Revisión por volcamiento.
- ✓ Revisión por falta de capacidad de soporte.

#### 2.4.5.1 Deslizamiento a lo largo de la base

El factor de seguridad contra deslizamiento se expresa por siguiente ecuación:

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d}$$

<sup>3</sup> BRAJA M. D. "Principio de ingeniería de cimentaciones" 1999. p387

Donde:

$\sum F_{R'}$  = Suma de las fuerzas horizontales resistentes.

$\sum F_d$  = Suma de las fuerzas horizontales de empuje.

La resistencia a cortante inmediatamente debajo de la losa de base se representa como:

$$s = \sigma \tan \delta + c_a$$

Donde:

$\delta$  = Ángulo de fricción entre el suelo y la losa de base.

$c_a$  = Adhesión entre el suelo y la losa de base.

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

$$R' = s * (\text{area de la sección transversal}) = s * (Bx1) = B\sigma \tan \delta + Bc_a$$

Donde:

$B\sigma$  = suma de las fuerzas verticales =  $\sum V \rightarrow R' = (\sum V) \tan \delta + Bc_a$

La fuerza pasiva  $P_p$  es también una fuerza resistente horizontal, la suma de fuerzas resistentes es por consiguiente:

$$\sum F_{R'} = (\sum V) \tan \delta + Bc_a + P_p$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2C_2 \sqrt{K_p} D$$

$K_p$  = Coeficiente de presión pasiva de Rankine =  $\tan^2 \left( 45 + \frac{\phi_2}{2} \right)$

La única fuerza horizontal que tiende a generar un deslizamiento (fuerza de empuje) es la componente horizontal de la fuerza activa  $P_a$ , entonces:

$$\sum F_d = P_a \cos \alpha$$

Entonces:

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

En general se requiere un factor de seguridad de 1.5 contra deslizamiento. En muchos casos la fuerza pasiva  $P_p$  es despreciada en el cálculo del factor de seguridad con respecto al deslizamiento. En general, escribimos  $\delta = k_1 \phi_1$  y  $c_a = k_2 c_2$ . En la mayoría de los casos  $k_1$  y  $k_2$  están en el rango de 1/2 y 2/3.

Entonces:

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V) \tan(k_1 \phi_1) + B(k_2 c_2) + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

### EJEMPLO:

El cálculo de  $\sum v$  se presenta en la tabla 2.2:  $(\sum V) = \gamma * \text{área}$

Se divide el muro en secciones para determinar el peso sobre la estructura (Figura 2.10)

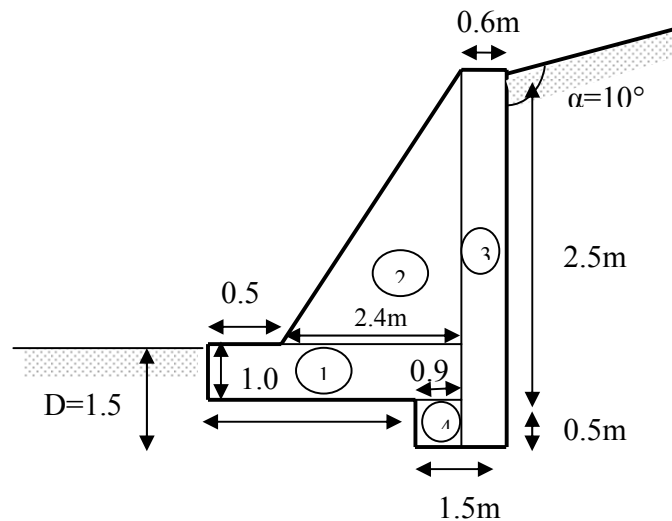


Figura 2.10 Secciones para el cálculo de  $\sum v$ .

Una vez determinadas las secciones se calcula la sumatoria de fuerzas verticales que actúan en el muro (Tabla 2.2)

**Tabla 2.2 Procedimiento para calcular  $\Sigma v$**

Sección	Área (m <sup>2</sup> )	Peso/Unidad de longitud de muro (kN/m)
1	$A_1 = (2.9 \times 1) = 2.9$	$W_1 = \gamma_c \times A_1 = 24 \times 2.9 = 69.6$
2	$A_2 = \frac{1}{2}(2.4 \times 1.5) = 1.8$	$W_2 = \gamma_c \times A_2 = 24 \times 1.8 = 43.2$
3	$A_3 = (3 \times 0.6) = 1.8$	$W_3 = \gamma_c \times A_3 = 24 \times 1.8 = 43.2$
4	$A_4 = (0.9 \times 0.5) = 0.5$	$W_4 = \gamma_c \times A_4 = 24 \times 0.5 = 12$
		$P_v = P_a \cdot \text{sen} 10^\circ = 9.30$
		<b><math>\Sigma v = 177.3</math></b>

Se asumió  $k_1 = \frac{2}{3}$

$$H' = 2.5 + 0.5 = 3.0 \text{ m}$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi_1}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 - \frac{10}{2} \right) = 0.70$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma (H')^2 K_a = \frac{1}{2} (17)(3)^2 (0.70) = 53.55 \text{ kN/m}$$

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

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma D^2 + 2C \sqrt{K_p} D = \frac{1}{2} * 1.42 * 17 * 1.5^2 + 2 * 6 \sqrt{1.42} * 1.5 = 48.61$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 + \frac{10}{2} \right) = 1.42$$

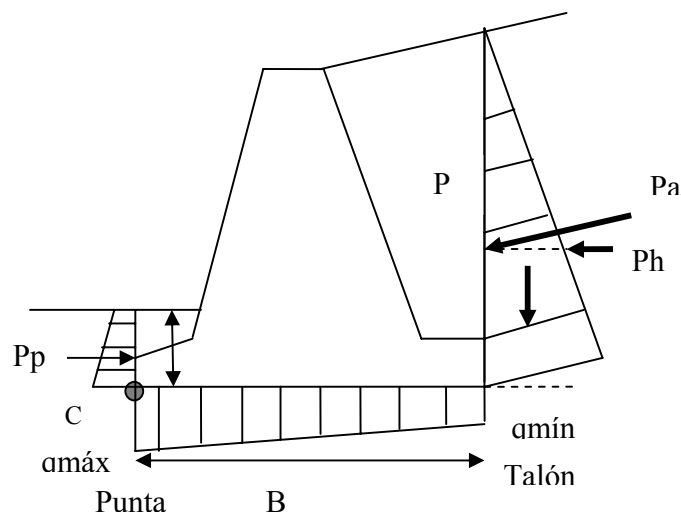
Entonces se calcula el factor de deslizamiento:

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{177.3 * \tan\left(\frac{2}{3}\right)10^\circ + 3.5\left(\frac{2}{3}\right)6 + 48.61}{53.55 * \cos 10^\circ} = \frac{83.33}{52.73} = 1.58$$

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = 1.58 > 1.5 \text{ OK}$$

### 2.4.5.2 Volcamiento

En la figura 2.11 se muestran las fuerzas que actúan en un muro de gravedad o de concreto simple.



**Figura 2.11 Revisión por volteo (Rankine)**

El factor de seguridad contra volteo respecto a la punta, es decir respecto al punto C (Figura 2.11) es:

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o}$$

Donde:

$\sum M_o$  = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro respecto al punto C.

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

El momento de volteo es:

$$\sum M_o = Ph \left( \frac{H'}{3} \right)$$

El cálculo del momento resistente,  $\sum M_R$  se puede determinar siguiendo el procedimiento la Tabla 2.3. El peso del suelo arriba del talón y el peso del concreto son fuerzas que contribuyen al momento resistente, además de la componente vertical de Pa, es decir Pv.

**Tabla 2.3 Procedimiento para calcular  $\sum M_R$**

Sección	Área	Peso/Unidad de longitud de muro	Brazo de momento medido desde C	Momento respecto a C
1	$A_1$	$W_1 = \gamma_1 x A_1$	$X_1$	$M_1$
2	$A_2$	$W_2 = \gamma_2 x A_2$	$X_2$	$M_2$
3	$A_3$	$W_3 = \gamma_c x A_3$	$X_3$	$M_3$
4	$A_4$	$W_4 = \gamma_c x A_4$	$X_4$	$M_4$
		$P_v$	$B$	$M_v$
		$\Sigma v$		$M_R$

El factor de seguridad se calcula como:

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

El valor mínimo para el factor de seguridad con respecto al volteo debe estar entre 2 o 3.

**EJEMPLO:**

En la figura 2.12 se muestran las secciones realizadas al muro del ejemplo para poder calcular  $\Sigma R$ .

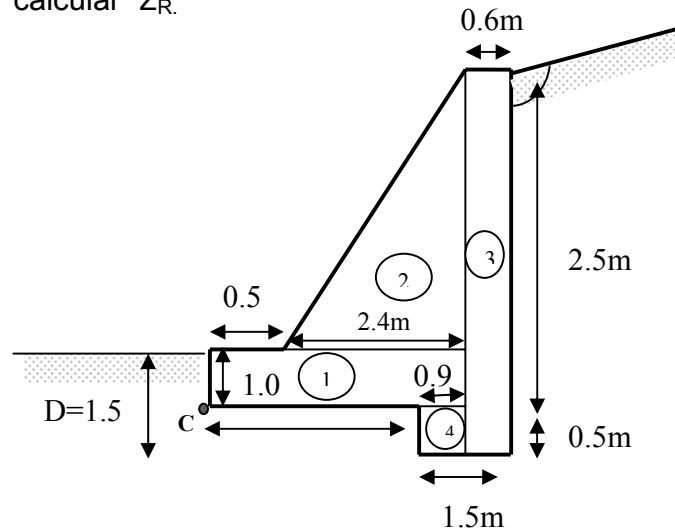


Figura 2.12 Secciones para el cálculo de  $\Sigma R$

Con la figura anterior se determina la sumatoria de momentos.

Tabla 2.4 Calculo de  $\Sigma M_R$  para el muro del ejemplo

Sección	Peso / Unidad de longitud (kN/m)	Brazo de momento medido desde C (m)	Momento respecto a C (kN-m)
1	69.6	$1/2 * 2.9 = 1.45$	100.92
2	43.2	$0,5 + \frac{2}{3}(2.4) = 2.1$	90.72
3	43.2	$2.9 + 0.6/2 = 3.2$	138.24
4	12	$2.0 + 0.9/2 = 2.45$	29.4
Pv	9.30	3.5	32.55
	<b><math>\Sigma v=177.3</math></b>		<b><math>M_R=391.83</math></b>

$$\alpha = 10^\circ \rightarrow P_h = P_a \cos \alpha = 53.55 \cos 10^\circ = 52.73 \text{ kN/m}$$

El momento de volteo es:

$$M_o = \frac{H'}{3} Ph = \left(\frac{3}{3}\right)(52.73) = 52.73 \text{ kN} - m \quad \rightarrow \quad FS(\text{volteo}) = \frac{391.83}{53.72} = 7.2 > 3 \text{ OK}$$

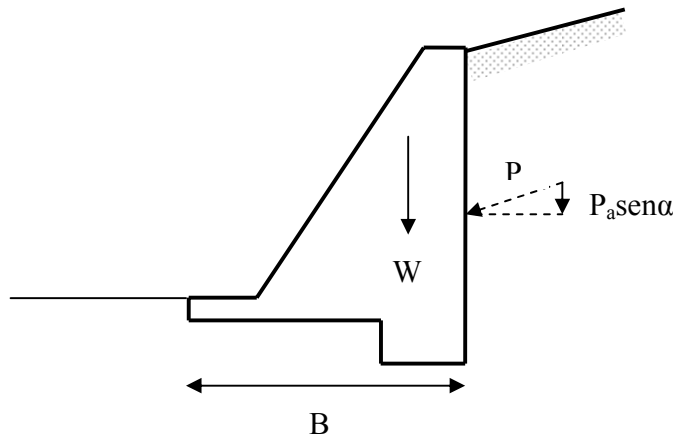
### 2.4.5.3 Capacidad de soporte

El factor de seguridad contra falla por capacidad de carga es:

$$FS(\text{capacidad de soporte}) = \frac{q_u}{q_{\text{máx}}}$$

Generalmente se requiere un factor de seguridad de 3.

Para determinar la capacidad de carga máxima ( $q_{\text{máx}}$ ), se deben determinar las fuerzas verticales que soporta la estructura (Figura 2.13).



**Figura 2.13 Fuerzas para calcular  $q_{\text{máx}}$**

$$q_{\text{max}} = \frac{\sum V}{A} = \frac{\sum V}{(B * 1)}$$

La capacidad de carga última ( $q_u$ ) que puede soportar el terreno se calcula como:

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} + q N_q F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma F_{\gamma d}$$

Donde:

$$q = \gamma_2 D; \quad F_{cd} = 1 + 0,4 \frac{D}{B}; \quad F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \text{sen} \phi_2)^2 \frac{D}{B}; \quad F_{\gamma d} = 1$$

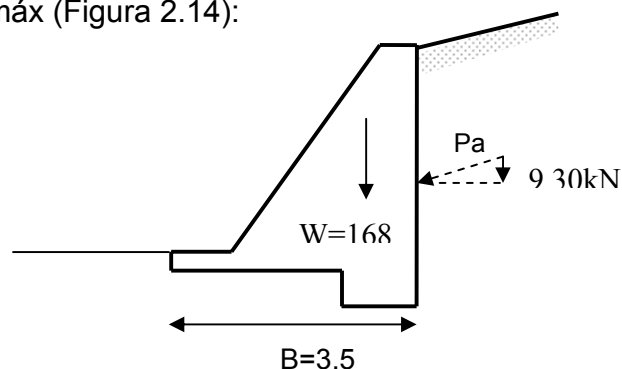
Los factores de la capacidad de carga  $N_c, N_q$  y  $N_\gamma$ , se pueden determinar con la Tabla 2.5.

**Tabla 2.5 Factores de capacidad de carga según Vesic (1973)**

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan \phi$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan \phi$
0	5,14	1,00	0,00	0,19	0,00	26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02	27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03	28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05	29	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07	30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09	31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11	32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12	33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14	34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16	35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18	36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19	37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21	38	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23	39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25	40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27	41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29	42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31	43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32	44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34	45	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36	46	152,10	158,51	330,35	1,04	1,04
21	15,82	7,07	6,2	0,45	0,38	47	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40	48	199,26	222,31	496,01	1,12	1,11
23	18,05	8,66	8,2	0,48	0,42	49	229,93	265,51	613,16	1,15	1,15
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45	50	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47						

**EJEMPLO:**

- Calculo de  $q_{\text{máx}}$  (Figura 2.14):



**Figura 2.14 Fuerzas que actúan en la estructura para el cálculo de  $q_{\text{máx}}$**

$$q_{\max} = \frac{\sum V}{A} = \frac{168 + 9.30}{(3.5 * 1)} = \frac{177.3 \text{ kN}}{3.5 \text{ m}^2} = 50.65 \text{ kN / m}^2$$

- Calculo de  $q_u$ :

$$q_u = CN_c F_{cd} + q N_q F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma d}$$

Para  $\phi = 10^\circ$  (tabla 5)  $N_c = 8.35$   $N_q = 2.47$   $N_\gamma = 1.22$

$$q = \gamma D = (17)(1.5) = 25.5 \text{ kN / m}^2$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D}{B} = 1 + 0.4 \left( \frac{1.5}{3.5} \right) = 1.17$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D}{B} = 1 + 0.24 \left( \frac{1.5}{3.5} \right) = 1.1$$

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

Entonces:

$$q_u = (6)(8.35)(1.17) + (25.5)(2.47)(1.1) + \frac{1}{2} (17)(3.5)(1.22)(1)$$

$$q_u = 164.19 \text{ kN / m}^2$$

El factor de seguridad es:

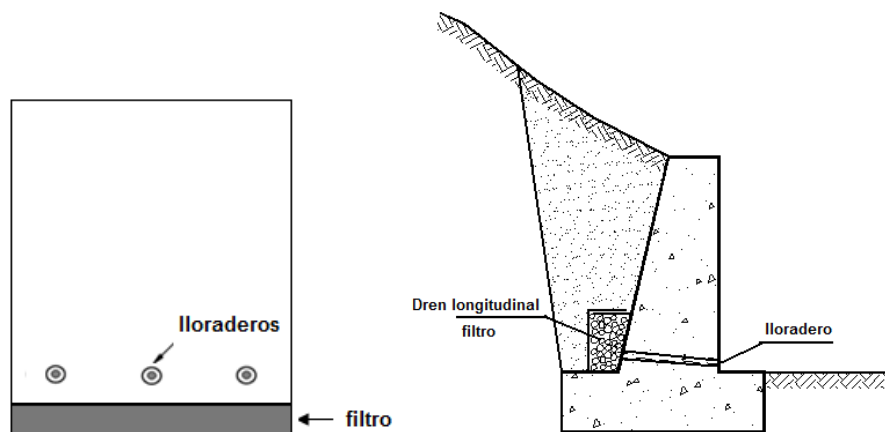
$$\text{FS}(\text{capacidad de carga}) = \frac{164.19}{50.65} = 3.24 > 3 \text{ OK}$$

#### 2.4.6 Paso 6: Diseñar la estructura interna del muro: Subdrenajes y drenajes

Se deben construir subdrenes detrás de cualquier tipo de muro y adicionalmente se deben colocar huecos de drenaje (lloraderos) para prevenir la presión hidrostática, los cuales son normales de diámetro de dos a tres pulgadas espaciados no más de 1.5 metros horizontalmente. Los

lloraderos deben colocarse desde una altura baja mínima de 30 centímetros por encima del nivel del pié del muro.

El sistema de drenaje debe diseñarse en tal forma que se anticipe a capturar el agua antes de que afecte el muro. Como una guía general, el material de drenaje debe tener una permeabilidad de al menos 100 veces mayor que la del suelo o roca a drenarse. 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. Para la construcción del filtro (Figura 2.15).



**Figura 2.15 Tipos de drenajes y Subdrenajes usados para muros de concreto simple.**

#### **EJEMPLO: PASO 6**

**Subdrenaje:** Para el muro en concreto simple del ejemplo se van a utilizar lloraderos de 2 pulgadas de diámetro separados horizontalmente cada metro, ubicados a 40 cm de la base del muro.

**Drenaje:** Para el ejemplo se recomienda un dren longitudinal de 0.50x0.50m.

## **CAPITULO 3. MANUAL PARA EL DISEÑO DE LA ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD UTILIZANDO UN MURO ANCLADO**

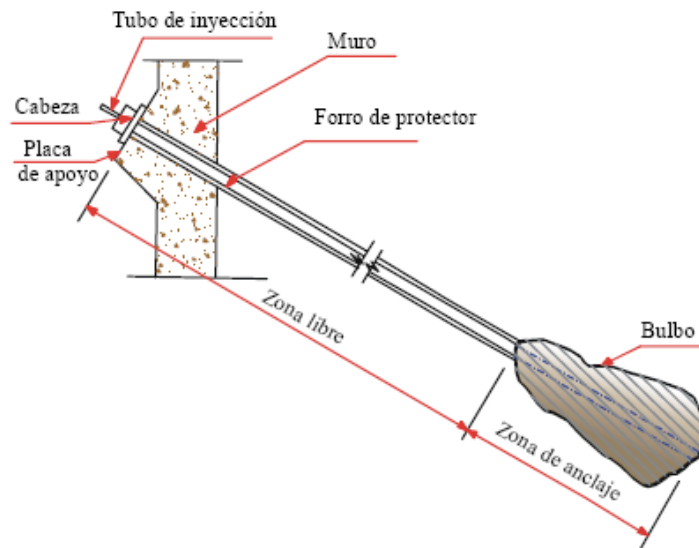
### **3.1 INTRODUCCIÓN**

Un anclaje es una instalación que es capaz de transmitir una carga de tensión a un manto de soporte a profundidad (Figura 3.1). En las estructuras ancladas se colocan varillas o tendones generalmente de acero dentro de perforaciones realizadas con taladro, se inyectan con un cemento, y luego se tensionan. Las anclas para estabilizar deslizamientos pueden ser hincadas o perforadas

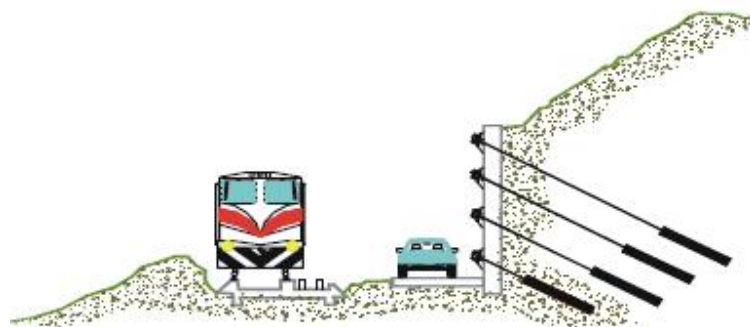
Los muros anclados utilizan anclajes cementados, elementos de muro verticales y un revestimiento. Estos muros se usan para proveer apoyo temporal o permanente para masas de suelo y roca estables e inestables (Figura 3.2). La factibilidad de utilizar un muro anclado en una ubicación se debe determinar analizando si las condiciones del suelo y la roca dentro de la zona de tesado de los anclajes adherentes, son adecuadas.

Lo ideal es que el sistema de muro sea flexible si se esperan momentos significativos. Los muros anclados pueden ser pasivos o activos dependiendo de si son pretensados o no. Los anclajes pretensados tienen la ventaja de que no son pasivos como la estructura de gravedad sino que al pretensarse se les coloca una carga que se opone a la acción del deslizamiento. Las fuerzas de las anclas se oponen al movimiento de la superficie del talud ayudando a proveer estabilidad contra deslizamientos. Igualmente, la fuerza de tensión en el cable se convierte en fuerza de compresión dentro de la masa de suelo incrementando la resistencia al

cortante. Se puede requerir la utilización de anclajes pretensados como apoyo temporal o pueden diseñarse como parte permanente de la estructura.



**Figura 3.1 Sección típica de un anclaje.**



**Figura 3.2 Sistema de Muro anclado**

Los muros anclados tienen unas aplicaciones principales como son:

- Construcción de sótanos y excavaciones profundas.
- Estabilidad de taludes.
- Control del levantamiento de cimentaciones.

### **3.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MUROS ANCLADOS**

- Ventajas: Los sistemas anclados ofrecen varias ventajas en comparación con los sistemas convencionales tales como beneficios económicos y técnicos.
  - No se obstruye el área de trabajo para las excavaciones.
  - Habilidad del muro para resistir presiones horizontales relativamente sin requerir un aumento significativo en la sección transversal.
  - Eliminación de la necesidad para proveer soporte temporal a la excavación desde que el un muro anclado pueda ser pared incorporado como estructura permanente.
  - No se requieren rellenos.
  - Eliminación de la necesidad de un soporte para una fundación profunda.
  - Reducción en el tiempo construcción.
  - Ocupa menos espacio.
  
- Las desventajas de los Muros anclados son:
  - Requiere que el material en la superficie del terreno sea muy dura, para evitar que ocurra asentamiento y pérdida de la tensión.
  - Es difícil sostener los bloques en pendientes fuertes mientras se colocan y tensionan los elementos fabricados.
  - Generalmente son poco atractivas visualmente.
  - No existe rigidez entre una y otra ancla facilitando la falla gradual ancla por ancla.

### **3.3 CLASES DE MUROS ANCLADOS**

Los muros anclados pueden ser de varios tipos:

**3.3.1 Muros de gravedad o semi-gravedad:** Las estructuras de gravedad son muros de concreto armado, a los cuales se les adicionan anclas pretensadas a varios niveles de altura.

**3.3.2 Pantallas:** Son pantallas delgadas de concreto armado, las cuales se pueden construir utilizando concreto proyectado o fundidas en el sitio. A las pantallas de concreto se les colocan hileras de anclas a varios niveles. Las pantallas también pueden ser pre-excavadas utilizando el sistema de “slurry wall”.

**3.3.3 Tablestacas:** Estructuras delgadas enterradas, metálicas o de concreto armado, ancladas en su parte superior. Una variante del sistema son los pilotes tangentes/secantes.

#### **3.4 MECANISMO DE FUNCIONAMIENTO DE LAS ANCLAS**

Los anclajes proveen una fuerza para resistir las presiones que produce la inestabilidad del talud. Las anclas se encuentran unidas en su parte exterior a una estructura de contención superficial. Esta estructura de contención transmite la carga al ancla y el ancla la transmite al bulbo. Finalmente es el bulbo el que resiste la carga de diseño. El bulbo debe estar localizado por detrás de las superficies reales o potenciales de falla en un material suficientemente competente. La profundidad requerida debe garantizar un factor de seguridad de acuerdo a los requerimientos.

#### **3.5 PASOS PARA EL DISEÑO**

Para el diseño de la estabilización de un talud utilizando un muro anclado se puede seguir los pasos descritos en la Tabla 3.1:

**Tabla 3.1 Pasos para el Diseño de la estabilización de un talud utilizando un Muro anclado**

<b>Paso 1</b>	Determinar la viabilidad del uso del muro anclado
<b>Paso 2</b>	Obtener y analizar la Información geotécnica del deslizamiento o el talud
<b>Paso 3</b>	Suponer heurísticamente algunas características de las anclas <ul style="list-style-type: none"> <li>- Localización.</li> <li>- Espaciamiento.</li> <li>- Inclinación.</li> <li>- Longitud libre.</li> </ul>
<b>Paso 4</b>	Evaluar las presiones de tierra
<b>Paso 5</b>	Evaluar el factor de seguridad del talud existente
<b>Paso 6</b>	Calcular las tensiones que se deben aplicar a cada ancla
<b>Paso 7</b>	Diseñar el anclaje <ul style="list-style-type: none"> <li>- Determinar el tipo de anclaje</li> <li>- Determinar el diámetro del anclaje.</li> <li>- Determinar el diámetro de las perforaciones.</li> </ul>
<b>Paso 8</b>	Diseñar longitud de los bulbos y la longitud total del anclaje
<b>Paso 9</b>	Diseñar la fachada de la estructura superficial y determinar protección contra la corrosión
<b>Paso 10</b>	Realizar la estabilidad global del talud a falla global con el muro anclado

### **3.6 DISEÑO**

A continuación se presenta el procedimiento de diseño mediante un ejemplo que será desarrollado al final de cada paso.

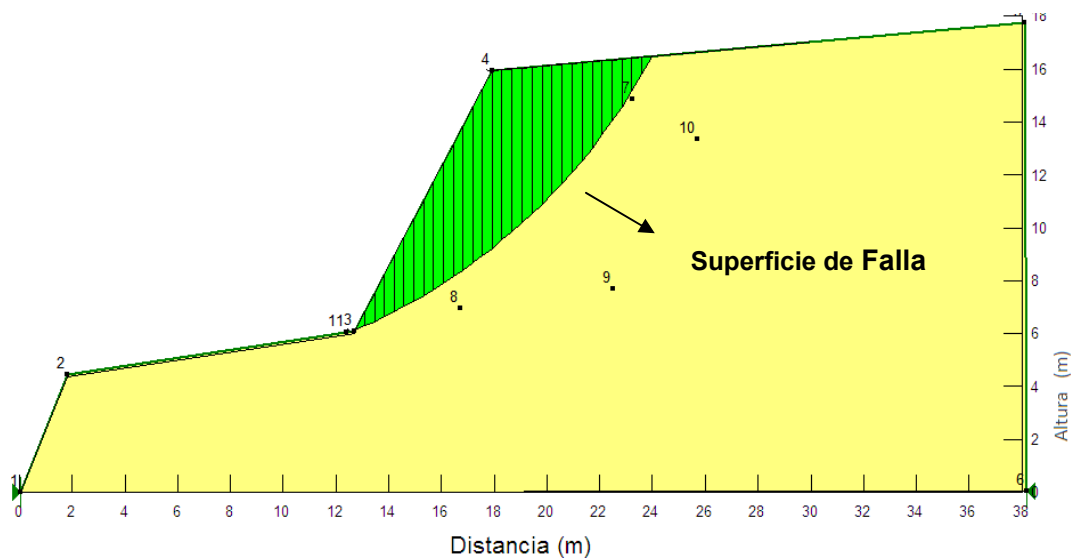
#### **3.6.1 Paso 1: Determinar la viabilidad del uso del muro anclado**

Analizar las limitaciones en la construcción como la geometría, materiales, equipos, estructuras existentes, aspectos ambientales, estética, sensibilidad,

movimientos de tierra, costos, etc. Las necesidades de los proyectos y limitaciones puedan afectar de manera significativa el diseño, construcción, y el costo del muro, por lo tanto deben ser identificados durante las primeras etapas del proyecto.

### EJEMPLO: PASO 1

El problema comprende la estabilización de un talud que ha presentado inestabilidad, el método de estabilización consiste en un muro de pantalla anclado de 10m de alto y 20 de ancho. El talud que se va a estabilizar se presenta en la figura 3.3.



**Figura 3.3 Talud que se va a estabilizar.**

Después de un análisis se encontró que un sistema de muro anclado era la mejor solución para estabilizar el talud, además no se identificó ninguna restricción en la construcción de este tipo de estructura.

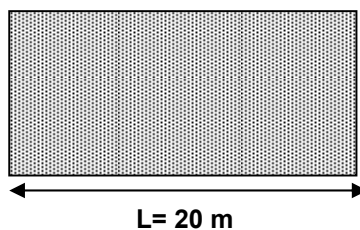
### 3.6.2 Paso 2: Obtener la información geotécnica del deslizamiento o el talud

Las condiciones existentes del talud deben ser evaluadas mediante la información disponible o mediante la exploración del subsuelo. Las características que se deben conocer para el diseño son:

- Relieve
- Extensión lateral
- Perfil del suelo y niveles freáticos
- Parámetros para el análisis
- Superficie de falla
- Sismicidad

#### **EJEMPLO: PASO 2**

- Relieve: El relieve del talud que se va a estabilizar se presenta en la figura 3.3.
- Extensión lateral: El ejemplo consiste en un talud de 20 m de longitud (Figura 3.4).



**Figura 3.4 Longitud del Muro anclado**

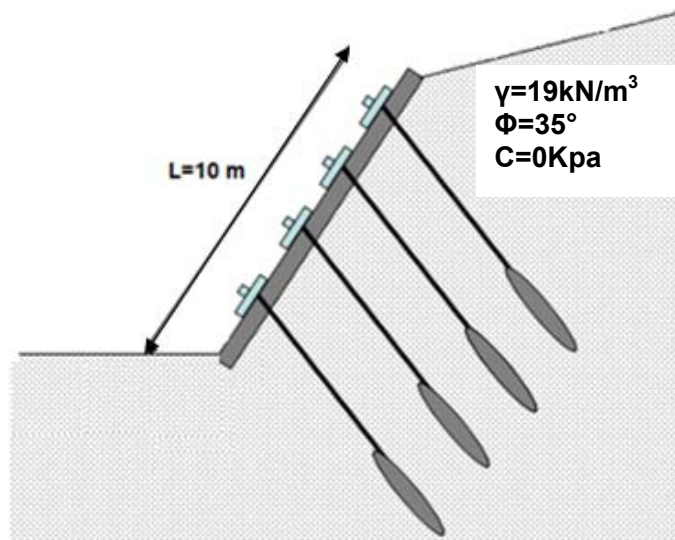
- Perfil del suelo y niveles freáticos: El perfil del suelo se presenta en la figura 3.3, no se tiene en cuenta las condiciones de agua subterránea ya que el nivel de estas se encuentra muy por debajo del fondo de la excavación.

- Parámetros para el análisis: El talud está conformado por un solo tipo de suelo (Arena) que presenta las siguientes características (Figura 3.5):

Peso unitario ( $\gamma$ )= 19kN/m<sup>3</sup>

Angulo de Fricción ( $\Phi$ )= 35°

Cohesión (C)= 0Kpa



**Figura 3.5 Parámetros del suelo**

- Superficie de falla: Mediante el software SLOPE-W se realizó el análisis de estabilidad del talud existente y se encontró la superficie de falla que presentó el factor de seguridad más bajo (Figura 3.3).
- Sismicidad: Según la CDMB el coeficiente sísmico horizontal para Bucaramanga es  $K_h=0.15$  y el coeficiente sísmico vertical  $K_v=0$ .

### **3.6.3 Paso 3: Suponer heurísticamente algunas características de las anclas**

Se debe tener en cuenta las limitaciones del proyecto, localización de materiales de suelo o roca competentes para los bulbos y para los apoyos superficiales, localización de estructuras enterradas, redes de servicios etc.

### **3.6.3.1 Localización**

Se debe determinar el número de anclajes a utilizar según la longitud del muro y el tipo de falla, distribuyendo uniformemente los anclajes a lo largo y alto del muro. Si la superficie de falla es poco profunda y el muro exterior está empotrado por debajo de esta, es posible que una sola hilera de anclas pueda soportar el muro. Si la superficie de falla es profunda, se requiere colocar como mínimo dos hileras de anclajes para garantizar la estabilidad del muro.

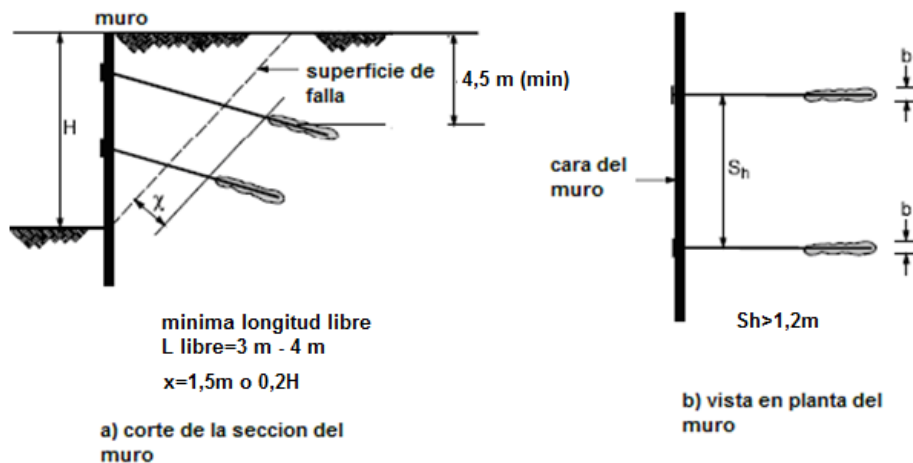
Si la superficie del terreno es rígida (roca o suelo muy duro), es posible que no se requiera muro propiamente dicho y que el deslizamiento pueda estabilizarse utilizando elementos individuales con zapatas de apoyo.

### **3.6.3.2 Espaciamiento**

El espaciamiento horizontal y vertical varía en función de las necesidades del proyecto teniendo en cuenta lo siguiente:

- La necesidad de un sistema rígido, es decir, espaciamientos pequeños para controlar movimientos laterales.
- Estructuras subterráneas existentes que pueden afectar la posición de la inclinación del anclaje.
- El tipo de elemento seleccionado para el diseño del muro.

Para los anclajes de tierra instalados en el suelo, se debe sobrecargar a 4.5 m sobre el centro del anclaje (Figura 3.6.a). Esto es necesario para evitar fugas de lechadas durante la instalación.



**Figura 3.6 Espaciamiento vertical y horizontal necesario para los anclajes.**

### 3.6.3.3 *Inclinación*

Es muy importante el diseño del ángulo de inclinación de las anclas. Se deben tener en cuenta entre otros los siguientes criterios:

- Es deseable que por encima del bulbo haya como mínimo 4.5 metros de sobrecarga de suelo (Figura 3.6.a).
- La mayoría de los anclajes se instalan a ángulos con la horizontal entre  $10^\circ$  y  $30^\circ$ . Generalmente las filas inferiores deben tener un ángulo de inclinación superior al de las filas superiores, se recomienda una inclinación entre  $15$  y  $30^\circ$ , Ángulos de inclinación menor a  $10^\circ$  requiere técnicas especiales de inyección del bulbo.

- No es recomendable utilizar ángulos con la horizontal superiores a  $45^\circ$  para evitar aumentos importantes de las fuerzas actuantes y disminución de la capacidad de carga horizontal del ancla.
- Se ahorra gran cantidad de pernos instalándolos al ángulo óptimo en lugar de colocarlos normales a la falla.

#### **3.6.3.4 Longitud Libre**

Debido al requerimiento de estabilidad, no es recomendable utilizar anclas con longitudes inferiores a 9 metros (Sabatini y otros, 1999). La longitud de las anclas, la longitud libre y la longitud del bulbo debe seleccionarse en tal forma que el bulbo se localice por debajo de la superficie potencial o real de falla.

Generalmente la longitud total no excede 45 metros. Angeli, 1996 reporta la utilización de anclas de longitudes variables entre 60 y 75 metros con bulbos inyectados de longitudes entre 20 y 25 metros con vigas de concreto reforzado en la superficie y separados cada cuatro metros. Johnson y Turner (2003), reportan que las longitudes promedio de los bulbos varían de 3.5 a 12 metros.

#### **EJEMPLO: PASO 3**

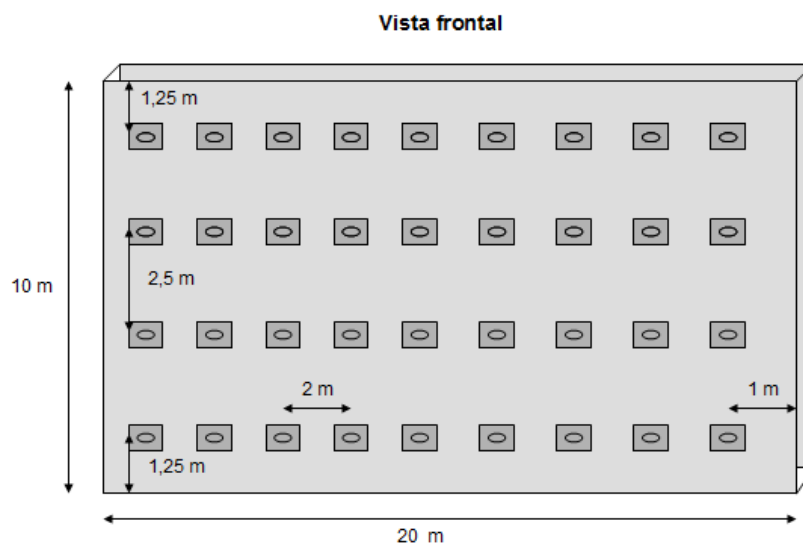
- Localización:

Como la superficie de falla es profunda se requiere más de una hilera de anclajes, para el ejemplo se tomaron cuatro hileras distribuidos en el alto

del muro y en lo ancho se van a utilizar 9 hileras de anclajes distribuidos uniformemente (Figura 3.7).

- Espaciamiento del anclaje:

Para controlar movimientos laterales que se pueden presentar en el talud, se utilizó espaciamientos pequeños entre anclajes como lo muestra la figura 3.7.



**Figura 3.7 Espaciamiento vertical y horizontal de los anclajes en el Muro del ejemplo**

- Inclinación de las anclas:

Para evitar problemas en la inyección de la lechada en el bulbo y teniendo en cuenta los aspectos anteriormente mencionados, para el ejemplo se toma un ángulo de  $15^\circ$  con la horizontal, en todas las anclas.

- Longitud libre:

Se debe garantizar que la longitud libre este después de la superficie de falla, teniendo en cuenta la mayor distancia que hay desde el muro hasta dicha superficie y la distancia  $x$  (Figura 3.6.a) que se le debe sumar, para el ejemplo se tomó,  $x=0.2H$ , teniendo en cuenta lo anterior se escogió una longitud libre para todos los anclajes de:

$$\text{Long. Libre} = 8 \text{ m}$$

#### **3.6.4 Paso 4: Evaluar las Presiones de tierra**

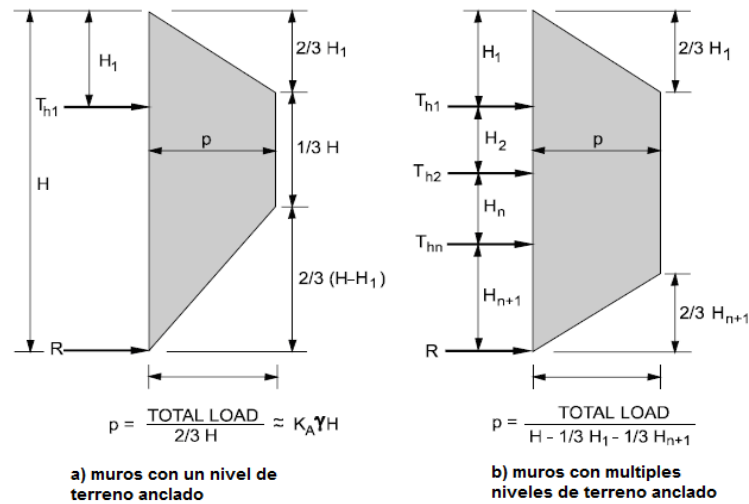
Seleccione la distribución de presiones de tierra que actúan sobre la cara posterior de la estructura supuesta.

La presión de tierras que se desarrolla sobre un muro anclado depende de la magnitud y distribución lateral de las deformaciones del muro. Para muros anclados construidos de arriba hacia abajo, el patrón de deformaciones es relativamente complejo y no es consistente con el desarrollo de presiones activas de Rankine o Coulomb. La resistencia del suelo al cortante, la rigidez del muro, la inclinación de las anclas, el espaciamiento y otros detalles afectan la distribución de presiones. Por ejemplo, en las anclas superiores se generan presiones mayores que las activas.

#### **Presión de tierra para arena**

La FHWA recomienda utilizar una versión modificada de los diagramas de Terzaghi y Peck en la forma como se indica en la figura 3.8. Estos diagramas requieren conocer de antemano la localización de las anclas o de los soportes, los diagramas trapezoidales son más apropiados que los rectangulares, debido a que se asemejan más a las mediciones reales en

campo. Para evaluar las presiones, se requiere adicionar la presión de aguas y la fuerza sísmica.



**Figura 3.8 Diagrama de presión de tierras recomendado para las arenas.**

Donde:

$H_1$  = Distancia de la superficie superior al terreno anclado.

$H_{n+1}$  = Distancia de la base de excavación inferior al terreno anclado.

$T_{h1}$  = Carga horizontal en el terreno anclado i.

$P$  = Máxima ordenada del diagrama

$$CARGA\ TOTAL = 0,65K_A\ \gamma H^2$$

La explicación de los diagramas para los otros tipos de suelo se puede consultar en Manuales de la FHWA<sup>4</sup>.

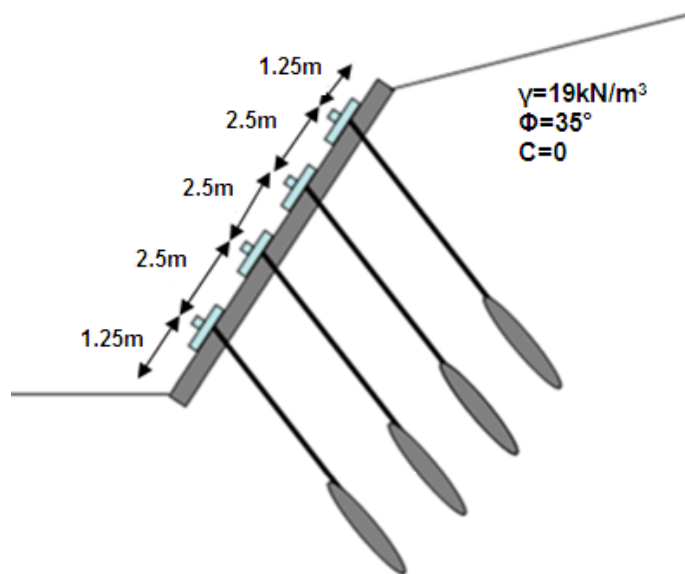
#### **EJEMPLO: PASO 4**

<sup>4</sup> FHWA "Ground Anchors and Anchored Systems" Publicación No. IF-99-015. p.56

### Presión de tierra para arena

Para determinar la presión de tierras según los diagramas de Terzaghi y Peck modificados se debe conocer la localización de las anclas o de los soportes.

Según el espaciamiento vertical asumido para los anclajes en el muro (Figura 3.9):



**Figura 3.9: Espaciamiento vertical de los anclajes en el muro**

El valor de  $P_e$  se calculó en base a las figuras 3.8.b y 3.9:

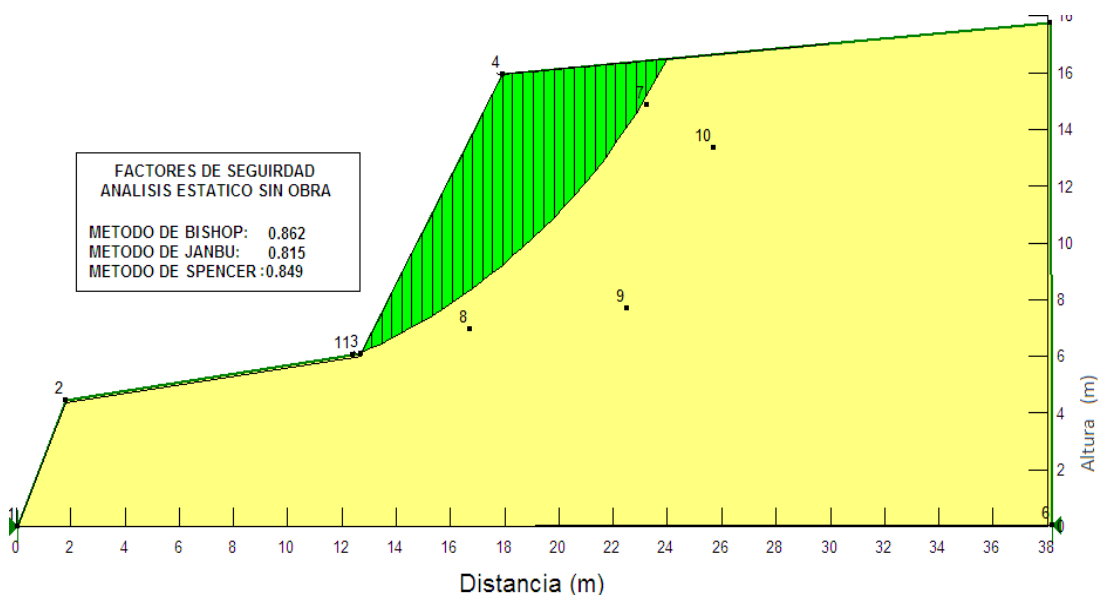
$$P_e = \frac{0.65 \left( \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \right) * \gamma * H^2}{H - \frac{H_1}{3} - \frac{H_5}{3}} = \frac{0.65 \left( \tan^2 \left( 45 - \frac{35^\circ}{2} \right) \right) * 19 \text{ kN/m}^3 (10 \text{ m})^2}{10 \text{ m} - \frac{1.25 \text{ m}}{3} - \frac{1.25 \text{ m}}{3}} = 36.5 \text{ kN/m}^2$$

### 3.6.5 Paso 5: Evaluar el factor de seguridad del talud existente

Analice el factor de seguridad a falla general del talud conformado para la colocación de la estructura, pero sin la estructura anclada. Calcular el factor de seguridad utilizando un software de equilibrio límite. Se diseña para el factor de seguridad mínimo.

### EJEMPLO: PASO 5.

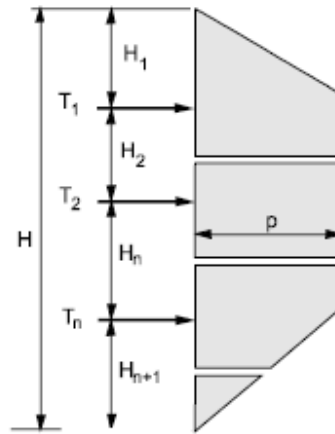
Se realizó el respectivo análisis en el software SLOPE- W en el cual se obtuvo la superficie de falla con el factor de seguridad más bajo (Figura 3.10). Como  $FS=0.815 < 1$ , indica que se trata de un talud inestable.



**Figura 3.10 factor de seguridad del talud existente sin obra**

### 3.6.6 Paso 6: Calcular de las tensiones que se deben aplicar a cada ancla

La carga horizontal producida por los anclajes sobre el muro se puede calcular por medio del método de áreas aferentes, para un muro con varios anclajes como se muestra en la figura 3.11.



**Método de áreas aferentes**

**Figura 3.11 Cálculo de la carga producida por el anclaje<sup>5</sup>**

Las cargas horizontales se calculan como:

$$T_1 = \left( H_1 + \frac{H_2}{2} \right) * Pe$$

$$T_2 = \left( \frac{H_2}{2} + \frac{H_n}{2} \right) * Pe$$

$$T_n = \left( \frac{H_n}{2} + \frac{H_{n+1}}{2} \right) * Pe$$

Se requiere lograr un factor de seguridad para contrarrestar las presiones de tierras ( $FS_{\text{mín}}=1.5$ ), y los factores de seguridad para estabilidad estática y dinámica del talud.

Los dos análisis se realizan por separado y en ambos casos se deben cumplir los factores de seguridad. En lo posible se desea que todos los anclajes tengan la misma tensión.

<sup>5</sup> FHWA "Ground Anchors and Anchored Systems" Publicación No. IF-99-015. p.51

## EJEMPLO: PASO 6

Las cargas horizontales del anclaje se calcularon utilizando el método de área aferente, así (Figura 3.12:

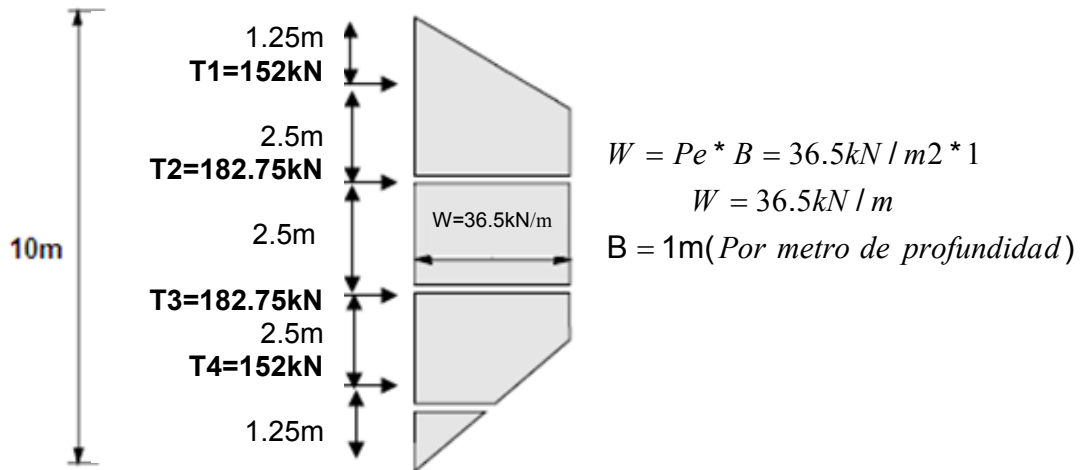


Figura 3.12 Tensiones en los anclajes

(Anclaje 1):

$$T_{H1} = \left( \frac{2}{3} H_1 + \frac{H_2}{2} \right) * Pe$$

$$T_{H1} = \left( \frac{2}{3} 1,25m + \frac{2,5m}{2} \right) 36,5KN / m^2$$

$T_{H1} = 76 KN / m \rightarrow$  Como los anclajes están separados cada 2m la tensión del

anclaje total es:  $T_{Tot 1} = 76 \frac{KN}{m} * 2m = 152kN$

(Anclaje 2):

$$T_{H2} = \left( \frac{H_2}{2} + \frac{H_3}{2} \right) * Pe$$

$$T_{H2} = \left( \frac{2,5m}{2} + \frac{2,5m}{2} \right) 36,5KN/m^2$$

$$T_{H2} = 91,25KN/m \rightarrow T_{Tot 2} = 91,25 \frac{KN}{m} * 2m = 182,75kN$$

(Anclaje 3):

$$T_{H3} = \left( \frac{H_3}{2} + \frac{H_4}{2} \right) * Pe$$

$$T_{H3} = \left( \frac{2,5m}{2} + \frac{2,5m}{2} \right) 36,5KN/m^2$$

$$T_{H3} = 91,25KN/m \rightarrow T_{Tot 3} = 91,25 \frac{KN}{m} * 2m = 182,75kN$$

(Anclaje 4):

$$T_{H4} = \left( \frac{H_4}{2} + \frac{2}{3} H_5 \right) * Pe$$

$$T_{H4} = \left( \frac{2,5m}{2} + \frac{2}{3} 1,25m \right) 36,5KN/m^2$$

$$T_{H4} = 76 KN/m \rightarrow T_{Tot 4} = 76 \frac{KN}{m} * 2m = 152kN$$

### 3.6.7 Paso 7: Diseñar el anclaje

#### 3.6.7.1 Determinar el tipo de anclaje

Los tipos de anclaje (tendones o varillas) son los elementos de refuerzo que trabajan a tensión, en ocasiones se utilizan varillas corrientes, pero esto no es recomendado por su comportamiento impredecible a cargas de alta tensión, los tipos de anclaje pueden ser:

1. Cables o tendones de acero (para anclaje con bulbo)

2. Varillas corrugadas (para inyección total del anclaje)

### **3.6.7.2 Determinar el diámetro del anclaje**

Una vez conocida la carga de tensión producida por el anclaje, se debe determinar el diámetro garantizando que sea capaz de resistir la tensión aplicada, existen diversas tablas en el mercado que suministran la información de la tensión última para cada tendón, la cual puede variar dependiendo del fabricante.

Se debe tener en cuenta un factor de seguridad para el acero que puede estar entre 0.6 y 0.8fy.

### **3.6.7.3 Determinar el diámetro de las perforaciones**

La mayoría de los proyectos con anclajes se realizan con perforaciones de diámetro entre 3 y 6 pulgadas. No es recomendable utilizar perforaciones menores a 3 pulgadas.

## **EJEMPLO: PASO 7**

-Tipo de ancla:

En Colombia se utilizan comúnmente como anclaje los tendones de acero y el bulbo con lechada de cemento.

- Diámetro del tendón:

**Tabla 3.2 Requisitos de resistencia a la rotura de los Tendones de Acero**

Diámetro nominal del cable			Resistencia a la rotura del cable lbk (kN)	Área nominal del cable de acero pulg <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	Peso nominal de los cables lb/1000 pies (kg/1000m)
<b>GRADO 250</b>					
	Pulgadas	(mm)			
1/4	(0,250)	6,35	9000 (40,0)	0,036 (23,22)	122 (182)
5/16	(0,313)	7,94	14500 (64,5)	0,058 (37,42)	197 (294)
3/8	(0,375)	9,53	20000 (89,0)	0,080 (51,61)	272 (405)
7/16	(0,438)	11,11	27000 (120,1)	0,108 (69,68)	367 (548)
<b>GRADO 270</b>					
3/8	(0,3570)	9,53	23000 (102,3)	0,085 (54,84)	290 (432)
7/16	(0,438)	11,11	31000 (137,9)	0,115 (74,19)	390 (582)
1/2	(0,500)	12,70	41300 (183,7)	0,153 (98,71)	520 (775)
5/8	(0,600)	15,24	58600 (260,7)	0,217 (140,00)	740 (1102)

Fabricante: EMCOCABLES (Colombia)<sup>6</sup>

Para determinar el diámetro se debe conocer la carga total por anclaje:

- Para los anclaje 1 y 4 (anclajes extremos):

La carga total del anclaje es  $T_{Tot}=152\text{kN}$ , el factor de seguridad que se escogió para el acero fue de 0.8fy.

Según la tabla 3.2, se escogió un acero de grado 270 y un diámetro nominal de 5/8 el cual tiene una resistencia a la rotura=  $0.8 \cdot 260.7\text{kN} = 208.56\text{kN} > 152\text{kN}$ .

<sup>6</sup> <http://www.emcocables.com.co>

- Para los anclaje 2 y 3

La carga total del anclaje es  $T_{Tot}=182.5\text{kN}$ . Según la tabla 2, se escogió un acero de grado 270 y un diámetro nominal de 5/8 el cual tiene una resistencia a la rotura  $= 0.8*260.7\text{kN} =208.56\text{kN}>182.5\text{kN}$

Para el ejemplo solo se necesita un tendón para cada anclaje, si se necesita una resistencia mayor a las mencionadas en la tabla 2, habría que pensar en utilizar más de un tendón.

- Diámetro de la perforación:

Se escogió un diámetro de perforación de 4 pulgadas (0.1m).

### **3.6.8 Paso 8: Diseñar la longitud del los bulbos y la longitud total del anclaje**

**3.6.8.1 Longitud del bulbo:** El bulbo es la longitud de varilla que es cementada para transmitir la carga de tensión al suelo. Generalmente estos bulbos tienen longitudes no menores a 3.0 metros. La distribución de esfuerzo a lo largo de la longitud cementada no es uniforme con máxima concentración de esfuerzos en la punta exterior del anclaje. Sin embargo, para diseño se asume que los esfuerzos son uniformemente distribuidos a lo largo del bulbo.

Con la siguiente ecuación se puede determinar la longitud del bulbo:

$$\tau_a = \frac{T * FS}{\pi * d_h * l_b}$$

Donde:

$T$  = Fuerza de tensión de diseño.

$d_h$  = Diámetro del hueco.

$\tau_a$  = Esfuerzo de cortante permitido.

$l_b$  = Longitud del bulbo.

FS = (Factor de seguridad)

El esfuerzo al cortante permitido se puede determinar con la Tabla 3.3 (Sabatini y otros, 1999). El factor de seguridad recomendado debe ser mayor de 2.0.

**Tabla 3.3 Resistencia última al esfuerzo cortante entre el bulbo del anclaje y el material en la interface a lo largo del bulbo (Modificado de PTI, 1996)**

<b>Tipo de material</b>	<b>Resistencia última al cortante entre el bulbo y el material en la interface perimetral del bulbo para inyecciones por gravedad. kPa</b>	<b>Resistencia última al cortante entre el bulbo y el material en la interface perimetral del bulbo para inyecciones a presión. kPa</b>
Granito y basalto		1700 a 3100
Caliza dolomítica		1400 a 2100
Caliza blanda		1000 a 1400
Pizarras y lutitas duras		800 a 1400
Lutitas blandas		200 a 800
Areniscas		800 a 1700
Areniscas meteorizadas		700 a 800
Creta		200 a 1100
Marga meteorizada		150 a 250
Concreto		1400 a 2800

Arcilla limosa blanda	30 a 70	30 a 70
Arcilla limosa		30 a 70
Arcilla dura de plasticidad media a alta		30 a 100
Arcilla muy dura de plasticidad media a alta		70 a 170
Arcilla muy dura, limosa de plasticidad media		270 a 370
Arena de grano medio a fino, densidad media a alta	70 a 140	80 a 370
Arena de grano grueso con grava, densidad media		100 a 600
Arena de grano grueso con grava, densidad densa a muy densa		250 a 900
Arenas limosas		170 a 400
Detritos glaciales densos		300 a 500
Grava arenosa densidad media		200 a 1300
Grava arenosa densidad densa a muy densa		270 a 1300

**3.6.8.2 Longitud total del anclaje:** La longitud total del anclaje es la suma de la longitud libre más la longitud del bulbo.

$$L_T = \text{Long.Libre} + L_{\text{bulbo}}$$

#### **EJEMPLO: PASO 8**

- Longitud del Bulbo:

(Anclajes 1 y 4):

$$T = 152\text{kN.}$$

$$d_h = 4\text{pulg} = 0.1\text{m.}$$

$\tau_a$  = Según la Tabla 3.3 (Arenas, inyección por gravedad)=80Kpa

FS =2

$$\tau_a = \frac{T}{\pi * d_h * l_b} \Rightarrow l_b = \frac{152KN * 2}{80 \frac{kN}{m^2} * \pi * 0.1} = 12.1m > 3.0m$$

(Anclajes 2 y 3):

$T = 182.5kN$ .

$d_h = 4pulg=0.1m$ .

$\tau_a$  = Según la Tabla 3 (Arenas, inyección por gravedad)=80Kpa

FS =2

$$\tau_a = \frac{T}{\pi d_h l_b} \Rightarrow l_b = \frac{182.5KN * 2}{80 \frac{kN}{m^2} * \pi * 0.1} = 14.52m > 3.0m$$

- Longitud total de los anclajes:

(Anclajes 1 y 4):

$$L_T = Long.Libre + Lbulbo = 8m + 12.1m = 20.1m$$

(Anclajes 2 y 3):

$$L_T = Long.Libre + Lbulbo = 8m + 14.52m = 22.52m$$

### **3.6.9 Paso 9: Diseñar la fachada de la estructura superficial y determinar la protección contra la corrosión.**

#### **3.6.9.1 Diseño de la fachada**

- Determinar el espesor: Se debe tomar un espesor que placa recomendable entre 0.25 y 0.30 cm.
- Determinar el acero: El refuerzo se determina según el momento máximo que se produce sobre la placa debido a las cargas aplicadas (presión de

tierra y tensión en las anclas), para el refuerzo se puede usar una malla electrosoldada.

- Materiales: Escoger un valor para la resistencia del concreto y la resistencia a la fluencia del acero ( $f_y$  y  $f'_c$ ).

### **3.6.9.2 Protección contra la corrosión**

Es de gran importancia controlar la corrosión en los anclajes ya que son muy susceptibles a romperse, en la mayoría de los casos por el contacto del acero con el agua. Según la condición de protección contra la corrosión los anclajes se dividen en dos tipos: en anclajes provisionales (no tienen protección) y los anclajes permanentes (si tienen).

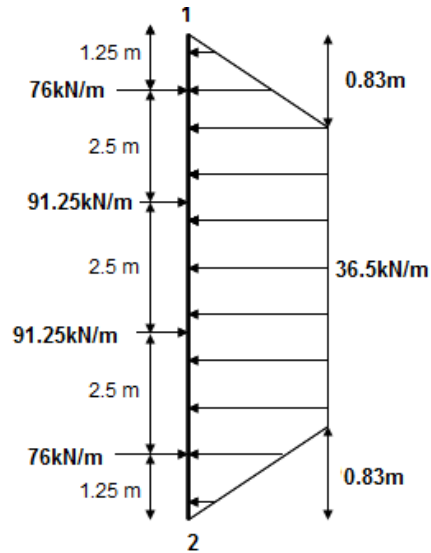
Los métodos de protección contra la corrosión incluyen: el galvanizado, aplicación de cubiertas epóxicas, pintura anticorrosiva, grasas y resinas especiales para el control de la corrosión.

Es muy importante garantizar una buena encapsulación del cable en el sector libre entre la superficie del terreno y el bulbo. Para que no ocurra corrosión.

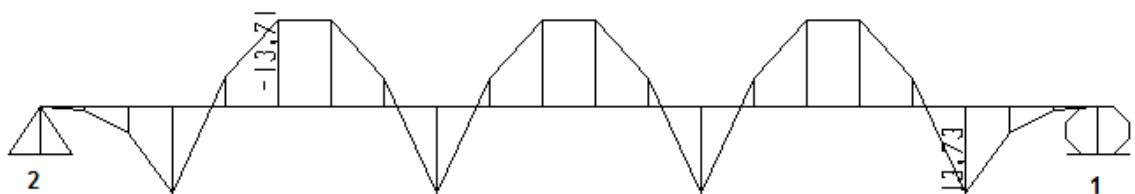
### **EJEMPLO: PASO 9.**

- Diseño de la fachada:
- Espesor: Se seleccionó un espesor de fachada de 300mm= 30cm
- Acero de refuerzo: Se aplican las cargas ejercidas por la presión de la tierra y la tensión de los anclajes (Figura 3.13), se determinan los momentos

máximos que se presentan en la fachada (Figura 3.14) y con estos se halla el área de refuerzo necesaria.



**Figura 3.13 Cargas que actúan en la fachada**



**Figura 3.14 Diagramas momentos**

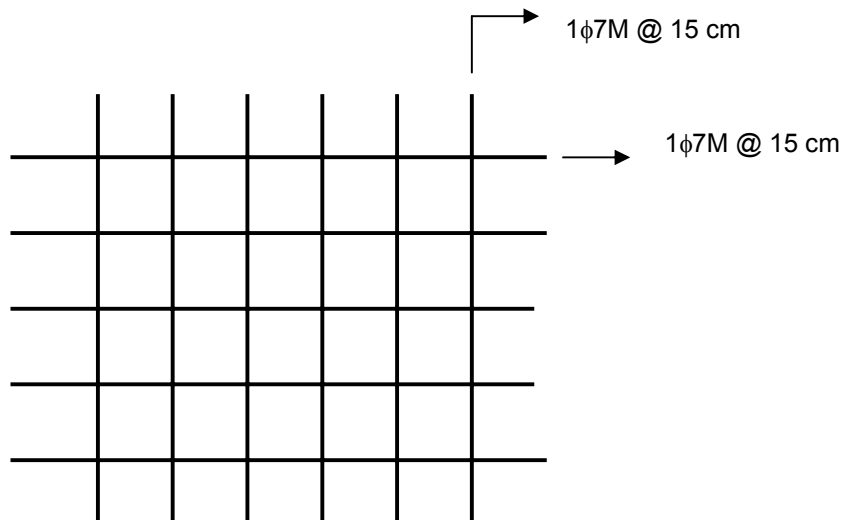
$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{13.71}{0.9} = 15.23 \text{ KN.m/m}$$

$$K = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{15.73 * 100}{100 * 15^2} = 0.067 \text{ KN/cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{1}{m} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{F_y}} \right) = \frac{1}{23.53} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 23.53 * 0.067}{42}} \right) = 0.001698/\text{m}$$

$$A_s = \rho b d = 0.001698 * 100 * 15 = 2.54 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Para el ejemplo se utilizó un Catálogo de mallas comerciales de la empresa DIACO Ltda.<sup>7</sup>. Donde se escogió una malla electrosoldada de referencia M-262 que tiene un área de acero en las dos direcciones=2.62cm<sup>2</sup>/m (Figura 3.15).



**Figura 3.15 Malla de Refuerzo para la fachada.**

- Protección contra la corrosión:

Se recomienda una aplicación de cubierta epóxica.

### **3.6.10 Paso 10: Realizar el análisis de estabilidad del talud a falla global con el muro**

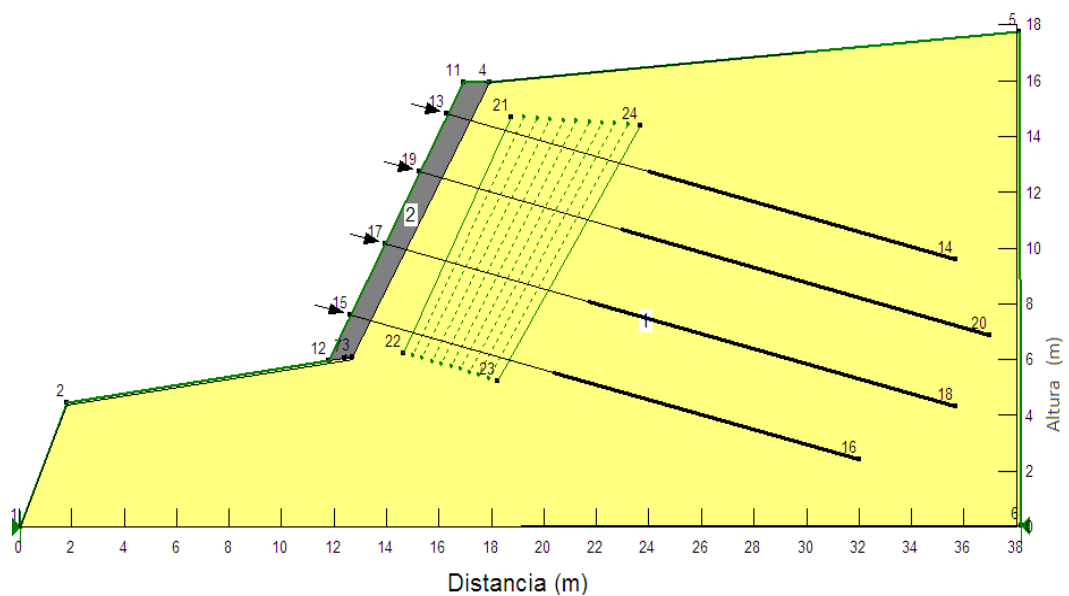
Una vez determinados cada una de los componentes del anclaje, se utiliza un software que permita determinar la estabilidad global del talud con el

<sup>7</sup> DIACO Ltda. "Guía de productos" <http://www.diaco.com.co>

muro anclado. Se debe comprobar que los factores de seguridad para la estabilidad global para la condición estática y la condición sísmica se cumplan.

### EJEMPLO: PASO 10

Con las dimensiones ya determinadas se introduce el modelo al programa SLOPE-W (Figura 3.16), una vez realizado el análisis se encontró que la estabilidad global cumple para las dos condiciones (Figuras 3.17 y 3.18).



**Figura 3.16 Modelo del talud con el muro anclado**

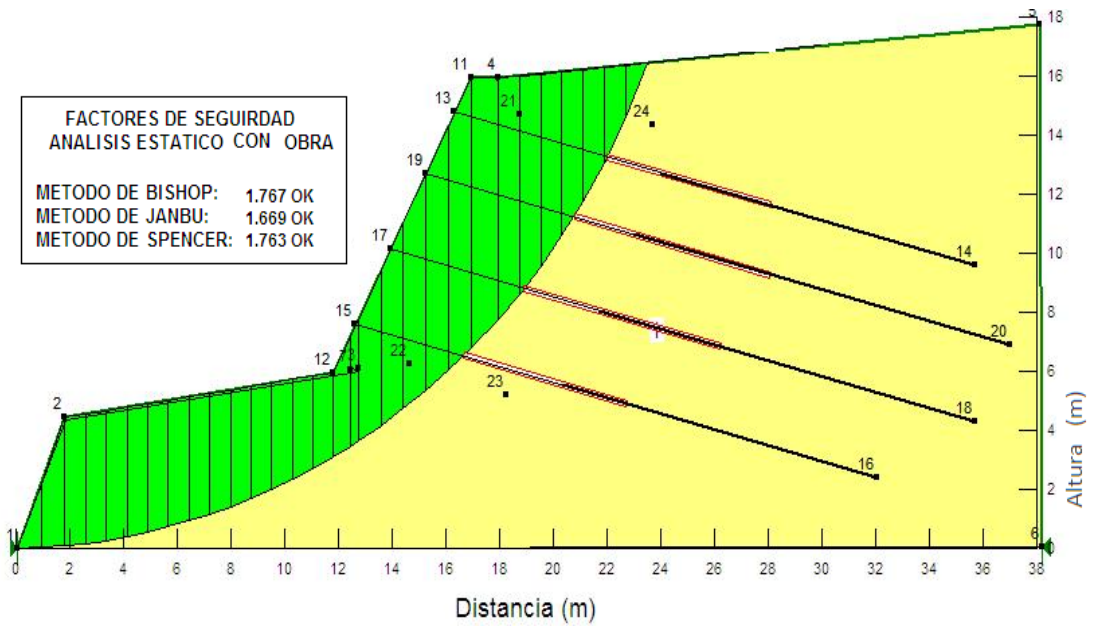


Figura 3.17 Análisis estático del talud con el muro

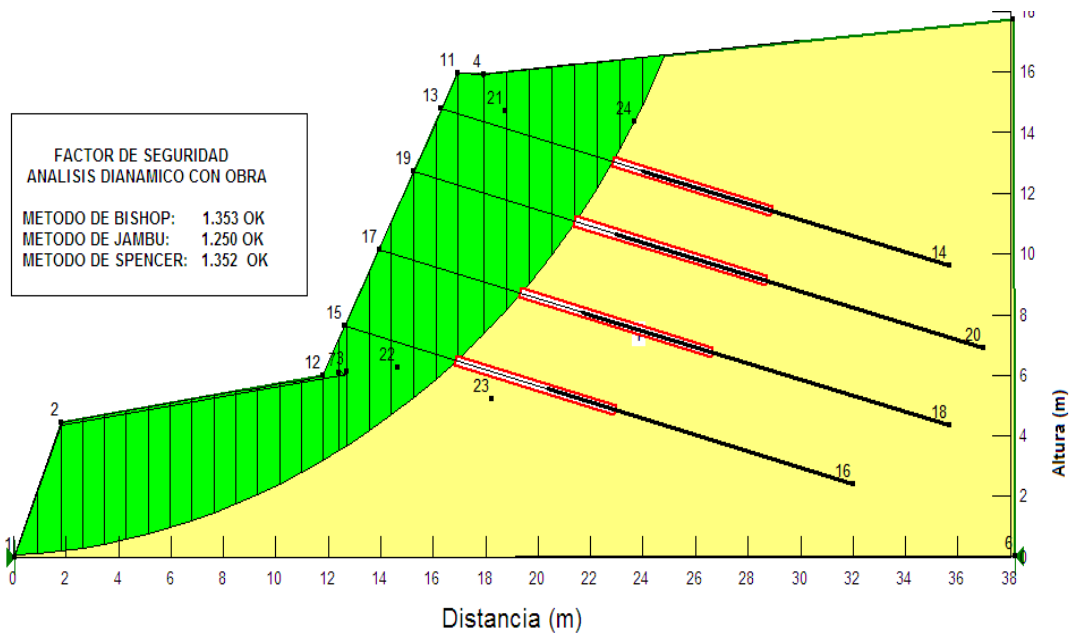


Figura 3.18 Análisis sísmico del talud con el muro

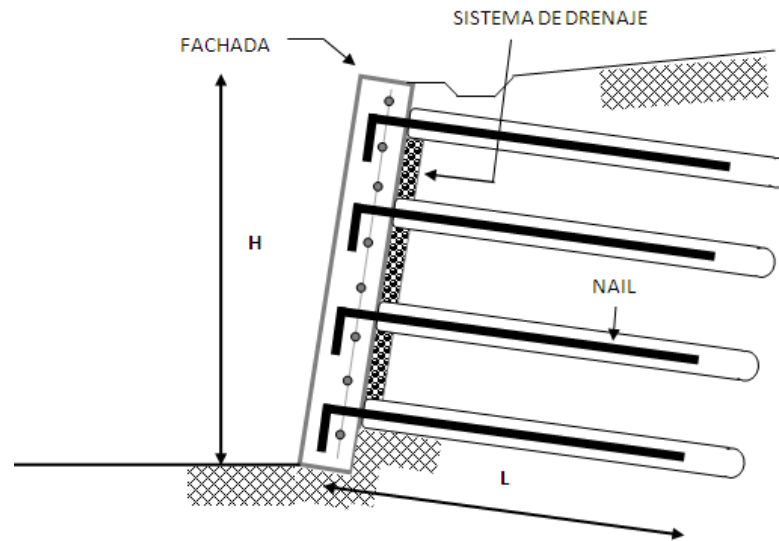
## **CAPITULO 4. MANUAL PARA EL DISEÑO DE LA ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD UTILIZANDO UN MURO DE SOIL NAIL**

### **4.1 INTRODUCCIÓN**

Los Nails son unos elementos de tensión no pretensados, que pueden ser varillas de acero, tubos o cables, los cuales se introducen dentro del suelo natural o la roca blanda y pueden ser hincados o inyectados en perforaciones previamente realizadas, espaciados a distancias relativamente pequeñas (Figura 4.1). El término “Nail” se utiliza en todos los idiomas y la traducción al español “clavo” no es muy utilizada. Estos Nails refuerzan el suelo ya que aumentan la resistencia interna del macizo al cortante en las superficies potenciales de rotura (deslizamiento).

Comúnmente se utiliza un clavo por cada uno o seis metros cuadrados de suelo de superficie; para darle continuidad superficial y apoyo a los refuerzos generalmente se coloca una pantalla de concreto lanzado con espesor de 12 a 18 centímetros reforzado con una malla.

El Soil-Nailing es un método para contención de cortes de suelo siendo una de las principales soluciones para la contención de taludes. Se diferencian de los pilotes en cuanto los micropilotes no resisten cargas laterales a flexión, y de los anclajes en el sentido de que son pasivos, o sea, que no son postensionados.



**Figura 4.1 Sección transversal típica de un Muro de Soil Nail.**

Los Nails se pueden construir en una gran variedad de suelos pero generalmente se requiere que la excavación vertical del muro pueda realizarse por tramos no soportados, que no exista nivel freático y que no se requiera encamisado de las perforaciones por unas pocas horas mientras se coloca el Nail. Este sistema es mucho más efectivo en suelos granulares cementados, en rocas meteorizadas, suelos residuales y en arcillas limosas duras. El suelo debe tener suficiente resistencia para resistir un talud vertical de aproximadamente dos metros de altura sin deformación.

No es recomendable la construcción de Nails en las siguientes situaciones:

- Suelos granulares secos, sin finos y poca cohesión.
- Arcillas blandas.
- Suelos con grandes bloques de roca.
- Suelos con niveles freáticos.
- Suelos orgánicos.
- Suelos corrosivos.

## **4.2 APLICACIONES DE LAS ESTRUCTURAS CON CLAVOS (NAILS)**

Los Nails pueden ser usados para aplicaciones temporales y permanentes, siendo muy utilizados en:

- Excavaciones semi-verticales en cortes de carreteras.
- Estribos de puentes.
- Estructuras provisionales para reparación de otras estructuras.
- Estabilización de taludes en rocas meteorizadas, suelos residuales y saprolitos.
- Estructuras de contención para la protección de cimientos sobre taludes.

## **4.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS CLAVOS (NAILS)**

Las principales ventajas de los Nails con relación a otros sistemas de anclajes o a muros de concreto armado son las siguientes: (Abramson y otros, 2002; Lazarte y otros, 2003 y otros, 2003; Xanthakos y otros 1994):

- Bajo costo. Las varillas de acero son más económicas que los torones o cables. El concreto lanzado entre Nails es delgado.
- No se requiere nueva tecnología
- Requiere profundidades menores de refuerzo que los muros anclados.
- Permite la excavación por tramos de arriba hacia abajo.
- La instalación de los clavos es relativamente rápida.
- Utilizan equipos convencionales de perforación e inyección y pueden ser utilizados en sitios con difícil acceso y espacio limitado.
- Adaptación a diferentes condiciones de suelo. En suelos heterogéneos donde aparecen bloques de roca, los Nails perforados tiene grandes

ventajas constructivas sobre los pilotes o los anclajes de gran diámetro.

- Flexibilidad. Las estructuras con clavos son más flexibles que las de concreto armado y resisten mayores movimientos diferenciales.
- Redistribución de los esfuerzos. Si un clavo por alguna razón se sobre-estresa la carga se redistribuye a los clavos vecinos y no falla la estructura total.
- El comportamiento sísmico de los clavos es generalmente muy bueno.

Las desventajas de los Nails son las siguientes (Lazarte y otros, 2003; Xanthakos y otros 1994):

- Se requiere mayor número de refuerzos que en una pantalla anclada.
- El sistema de Nails no es eficiente en suelos blandos y se requiere cierta rigidez de los materiales del talud.
- Cuando el sistema de Nails es usado en un suelo de arcilla, se debe evaluar la posibilidad de saturación y la reducción significativa de la resistencia a la fricción clavo-suelo.
- Los taludes deben ser lo suficientemente resistentes para resistir las excavaciones sin fallar.
- Para que funcione el sistema se requiere que ocurra deformación en el suelo para movilizar la resistencia de los Nails.
- Para poder aplicar el concreto lanzado no debe aflorar agua freática sobre la fachada del muro.
- Es difícil construir sistemas de drenaje confiables.
- Se puede requerir alivio de presiones para poder construir la estructura.
- El número de Nails es de tal magnitud que puede ocurrir interferencia con redes de servicios públicos en zonas urbanas.

#### 4.4 PASOS PARA EL DISEÑO

Para el diseño de muros de Nails se deben establecer una serie de elementos que componen el muro, además de comprobar que los factores de seguridad cumplan. En la Tabla 4.1 se presentan los pasos que se deben seguir para su diseño:

**Tabla 4.1 Pasos para el Diseño de un Muro de Soil Nail**

<b>Paso 1</b>	<b>Consideraciones o suposiciones iniciales para el diseño:</b> <ul style="list-style-type: none"><li>- Esquemas del muro (altura, longitud, Inclinação de la fachada, sección transversal y vista frontal).</li><li>- Espaciamiento horizontal y vertical de los clavos.</li><li>- Patrón de los clavos sobre la cara del muro (cuadrado, triangular u otro).</li><li>- Inclinação de los clavos.</li><li>- Longitud y distribución.</li><li>- Tipo de varilla.</li><li>- Propiedades del suelo.</li><li>- Potencial de corrosión.</li><li>- Diámetro de orificio de perforación.</li><li>- Longitud de Doblamiento.</li><li>- Factores de seguridad.</li></ul>
<b>Paso 2</b>	<b>Diseño preliminar utilizando gráficos o métodos heurísticos:</b> Se determinan longitudes requeridas y cargas máximas sobre los clavos como una guía para el diseño final
<b>Paso 3</b>	<b>Diseño final:</b> <ul style="list-style-type: none"><li>- Análisis de falla externa (estabilidad global, deslizamiento y capacidad de soporte).</li><li>- Análisis sísmico</li><li>- Diseño de la fachada del Muro</li></ul>
<b>Paso 4</b>	<b>Determinar las deformaciones máximas en el muro:</b> Las deformaciones se estiman de acuerdo al tipo de suelo y la altura del muro.

## 4.5 DISEÑO

A continuación se presenta el procedimiento de diseño mediante un ejemplo que será desarrollado al final de cada paso.

### 4.5.1 Paso 1: Consideraciones o suposiciones iniciales

#### 4.5.1.1 Esquema del Muro

Se debe establecer el diseño del muro teniendo en cuenta los siguientes elementos:

- Altura del Muro ( $H$ ) (Figura 4. 2)
- Longitud del muro ( $L_e$ ) (Figura 4.2)
- Inclinación de la fachada ( $\alpha$ ) (Figura 4.3)
- Inclinación del Talud arriba del muro ( $\beta$ ) (Figura 4.3)
- Sección Transversal (Figura 4.3)
- Vista Frontal (Figura 4.2)

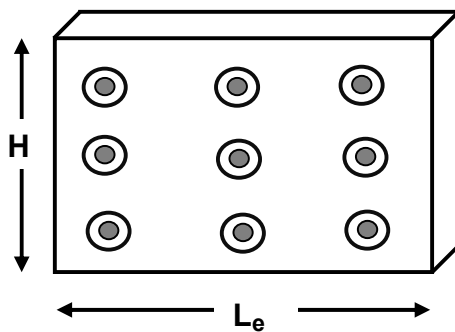


Figura 4.2 Vista Frontal del Muro

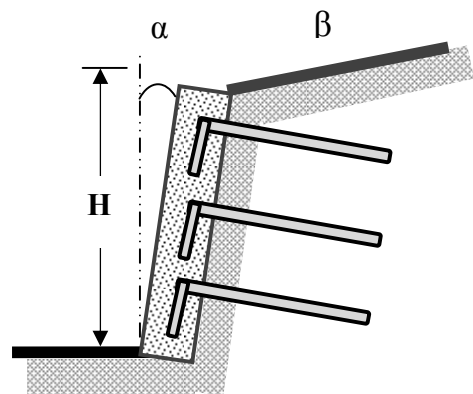


Figura 4.3: Sección transversal

La evaluación del diseño del muro incluye el desarrollo del perfil longitudinal del muro, los obstáculos de tráfico, servicios públicos, sistemas de drenaje y el establecimiento de limitaciones de las filas de clavos. La inclinación de la fachada puede ser seleccionada para mejorar la estabilidad temporal. Una inclinación leve, menos de 10 grados se realiza por razones estéticas y puede ser suficiente para garantizar la estabilidad temporal, una inclinación mayor de 10 grados la puede reforzar.

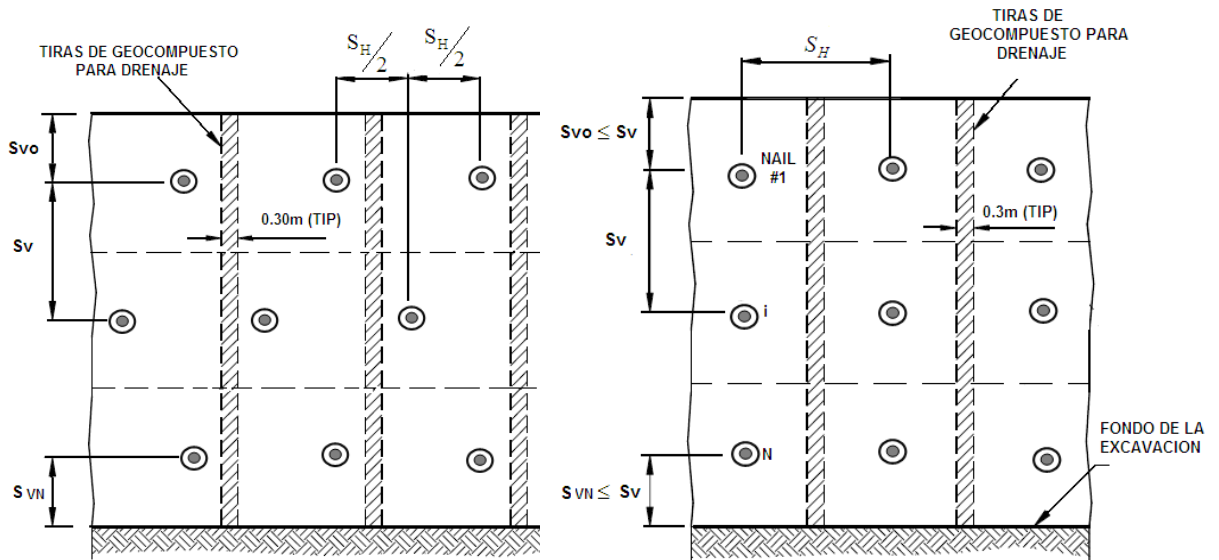
#### **4.5.1.2 Espaciamiento vertical y horizontal de los clavos**

El espaciamiento horizontal de los clavos  $S_H$ , es comúnmente el mismo espaciamiento vertical,  $S_V$ . El espaciamiento de los clavos varía de 1.25m a 2 m (normalmente 1.5m) para perforación convencional y lechada de Soil Nail ó un valor pequeño como 0.5 m para clavos hincados.

El espaciamiento en la dirección horizontal y vertical debe ser tal que permita que cada clavo tenga un área de influencia  $S_H \times S_V \leq 4 \text{ m}^2$ . Se debe especificar un espaciamiento horizontal mínimo aproximadamente de 1.0m y un máximo alrededor de 2m. El espaciamiento mínimo se tiene en cuenta para evitar una posible intersección de los clavos como resultado de desviaciones en la perforación y el espaciamiento máximo proporciona un sistema de Soil Nail relativamente fácil de construir y capaz de soportar las presiones laterales efectivas de tierra y las sobrecargas impuestas. El espaciamiento del Soil Nail afecta el diseño de las fuerzas del análisis de estabilidad global y el diseño de la fachada. En general, a mayor espacio, mayores fuerzas de diseño.

#### **4.5.1.3 Patrón de los clavos sobre la cara del muro**

El patrón de Soil Nail es normalmente cuadrado, rectangular, o irregular (Figura 4.4).



4.4.a Patrón de Nail cuadrado

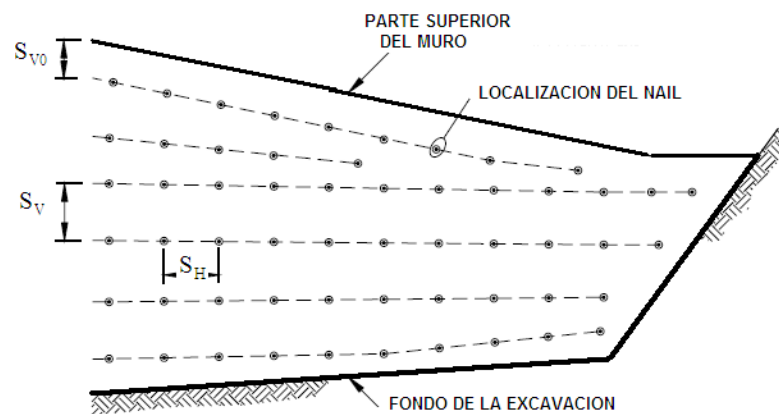
4.4.b Patrón Escalonado

Figura 4: Patrón de los clavos sobre la cara del muro

**Patrón cuadrado:** Facilita la construcción de juntas verticales en la fachada de concreto lanzado (o puede facilitar la instalación de paneles prefabricados de concreto), permite la instalación vertical continua de tiras de geocompuesto para drenaje detrás de la fachada facilitando así la construcción. En la práctica normalmente se adopta un patrón cuadrado.

**Patrón triangular:** Da como resultado una distribución más uniforme de las presiones de tierra en la masa del suelo, lo cual es beneficioso. La principal desventaja de utilizar este patrón es que complica la instalación de tiras de geocompuesto, en especial, puede ser difícil establecer un sistema de drenaje continuo verticalmente, especialmente en los muros más altos.

**Patrón irregular:** Se utiliza cuando existen limitaciones geométricas, con reducción de espaciamiento en algunos sitios; por ejemplo, en zonas donde el fondo de la excavación o la parte superior del muro no sean horizontales, en estos casos, es más conveniente instalar una o dos hileras paralelas de clavos al borde no horizontal y después establecer una zona de transición donde los clavos tengan un espaciamiento vertical más estrecho hasta lograr una fila de clavos horizontal (Figura 4.5).



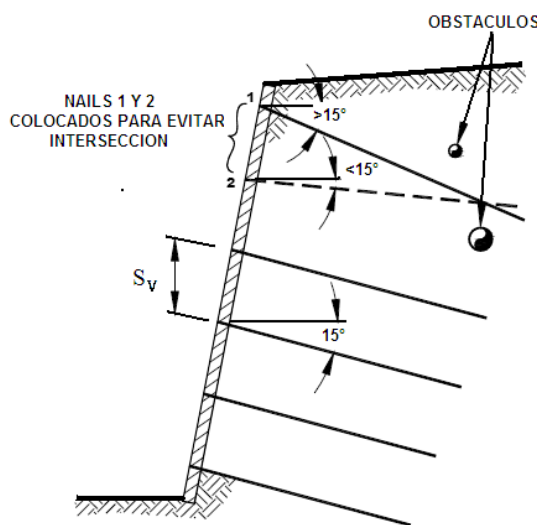
**Figura 4.5 Ejemplo disposición de clavos para suelo no horizontal**

#### 4.5.1.4 *Inclinación de los clavos*

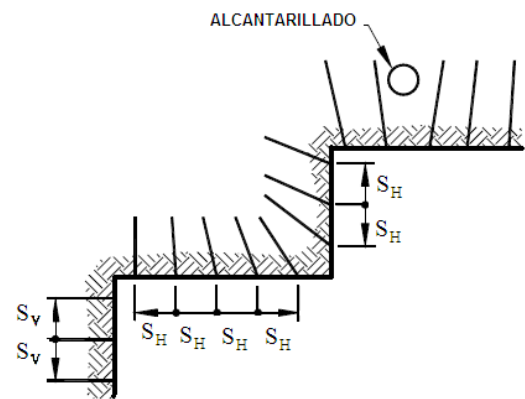
El Soil Nail es comúnmente instalado con una inclinación de 10 a 20 grados respecto a la horizontal (normalmente 15 grados). Este rango asegura que la lechada fluya fácilmente desde el fondo del orificio hacia el extremo del clavo. Una inclinación excesiva del clavo puede ser necesaria en la fila superior, inclinaciones menores de 10 grados no se deben utilizar debido a que esto aumenta significativamente la creación de vacíos en la

lechada, afectando la capacidad de carga del clavo y reduciendo la protección general contra la corrosión.

Las condiciones del proyecto pueden requerir la utilización de otras inclinaciones, especialmente para la primera y la segunda fila (figura 4.6.a), aunque también en las esquinas exteriores de los muros con el fin de evitar la intersección (figura 6.b).



**Figura 4.6.a Cambio Inclinación alrededor de obstaculos**



**Figura 4.6.b Extensión de clavos en las esquinas**

#### **4.5.1.5 Longitud y distribución**

La distribución de las longitudes en un muro de Soil Nail puede ser: Uniforme ó variable.

**Longitud de clavo uniforme:** La longitud de los clavos es la misma para todo el muro. Cuando el potencial de deformación excesiva del muro no es de importancia (por ejemplo, los muros construidos en terrenos adecuados

o en áreas sin estructuras cercanas), es bueno seleccionar una distribución de longitud uniforme ya que simplifica la construcción y el control de calidad, este patrón proporciona normalmente un alto factor de seguridad a la estabilidad de deslizamiento, en la mayoría de los proyectos se recomienda usar una distribución uniforme.

**Longitud de clavo variable:** Cuando las deformaciones del muro son importantes o si se encuentran grandes diferencias entre las condiciones de las capas del suelo, se pueden usar longitudes variables del clavo. Los desplazamientos pueden ser reducidos si las longitudes de los clavos superiores son mayores que los de la parte de abajo. Si se coloca refuerzo adicional (longitud de Soil Nail) cerca de la cima del muro se proporciona mayor resistencia al desplazamiento del muro en las áreas críticas cerca de la cima del muro. En patrones de longitud no uniforme, los clavos más bajos son más cortos (no deben ser menores a  $0.5H$ ), esta distribución tienden a dar como resultado un factor de seguridad a la estabilidad de deslizamiento menor.

La longitud del Soil Nail puede ser inicialmente asumida como  $0.7H$ , pero puede ser mayor que  $0.7H$  si las cargas de sobrecarga esperadas son grandes o si la pared es muy alta (más de 10 metros de altura), en el paso 2 se usan los gráficos de diseño simplificados para seleccionar la longitud del clavo.

#### **4.5.1.6 Tipo de varilla y grado**

Las barras de acero de refuerzo utilizadas para el Soil Nail pueden ser sólidas o huecas, deben tener generalmente una resistencia nominal a la tensión de 420 MPa ó 520 MPa, los cuales deben ajustarse a la norma ASTM. Barras con una resistencia a la tensión mayor que estas pueden ser

consideradas, pero su uso debe ser restrictivo. Barras de diámetros menor de 25 mm (Nº8) no deben ser usadas, ya que tienden a doblarse excesivamente durante la manipulación e instalación.

#### **4.5.1.7 Propiedades del suelo**

Para el Diseño del Soil Nail se deben tener conocimiento de las siguientes propiedades del suelo:

- ✓ **Estratigrafía del suelo:** Se debe determinar la clasificación de los suelos presentes, la granulometría, el contenido de finos, la humedad natural, los Límites de Atterberg y el contenido orgánico.

La determinación de estas propiedades permite concluir si las condiciones son favorables o desfavorables, si el contenido de humedad es alto (superior a 50) puede conllevar a problemas como baja resistencia al cortante, alta compresibilidad, alto potencialmente de fatiga y mayor potencial de corrosión. Contenido de humedad inferior aproximadamente al 2 por ciento en suelos granulares (con poco o nada de finos) puede indicar la incapacidad de cortes verticales a permanecer sin apoyo. Los Límites de Atterberg ayudan a evaluar el potencial de deformaciones por fatiga detrás del muro. Si se presume la presencia de materiales orgánicos deben ser analizados en el laboratorio.

- ✓ **Peso unitario del suelo:** Es un parámetro del suelo muy importante en el análisis de muros de Soil Nail, debido a que las fuerzas desestabilizadoras que actúan detrás de este, están directamente afectadas por esta propiedad.

- ✓ **Resistencia la cortante:** Los suelos de grano fino pueden presentar resistencia al corte drenada y no drenada, para muros de Soil Nail contruidos en este tipo de suelo, la resistencia drenada debe ser considerada sólo cuando se analiza la estabilidad a largo plazo bajo una condición estática de carga estable.
  
- ✓ **Resistencia a la adherencia:** La resistencia ultima a la adherencia para la interface lechada- suelo puede ser seleccionada usando la Tabla 4.2.

**Tabla 4.2 Resistencia a la Adherencia de Soil Nails en suelos y rocas<sup>8</sup>**

Material	Método de construcción	Suelo/Tipo de Roca	Reistencia ultima a la adherencia, $q_u$ (kpa)
Roca	Taladrado	Marga/Caliza	300 - 400
		Tiza	500 - 600
		Dolomita blanda	400 - 600
		Doloita Fisurada	600 - 1000
		Piedra Arenizca deteriorada	200 - 300
		Pizarra deteriorada	100 - 150
		Esquisto deteriorado	100 - 175
		Basalto	500 - 600
		Pizarra/ pizarra dura	300 - 400
Suelos con cohesión baja	Taladrado	Arena/ Grava	100 - 180
		Arena Limosa	100 - 150
		Limo	60 - 75
		Piamonte Residual	40 - 120
		Coluvión fino	75 - 150
		Arena limosa	20 - 40
		Arena fina limosa	55 - 90
		Arena limosa arcillosa	60 - 140
Suelos de Grano Fino	Taladrado	Arcilla Limosa	35 - 50
		Loess	25 - 75
		Arcilla blanda	20 - 30
		Arcilla dura	40 - 60
		Limo arcilloso duro	40 - 100
		Arcilla arenosa	40 - 100
		cálcarea	90 - 140

<sup>8</sup> FHWA "GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 7- Soil Nail Walls" N° de Reporte: 0-IF-03-017. P. 43.

- ✓ **Condición de Aguas subterráneas:** La presencia de agua en el suelo puede afectar varios aspectos del diseño a largo plazo de un muro de Soil Nail. La presencia de una capa de agua subterránea debe ser identificada durante el programa de investigación cuya profundidad debe ser obtenida de perforaciones. Los muros de Soil Nail no son adecuados para condiciones de agua subterránea elevadas ya que resultan imprácticos y poco lucrativos.

#### 4.5.1.8 Potencial de corrosión

Si las condiciones del subsuelo presentan un alto potencial de corrosión no significa que no se pueda utilizar el Soil Nail, siempre que y cuando la vida de diseño, el tipo de estructura y la adecuada protección contra la corrosión de las barras de Soil Nail estén debidamente considerados.

El potencial de corrosión se evalúa en base a los resultados de las siguientes propiedades del suelo (Tabla 4.3):

**Tabla 4.3 Criterios para evaluar el Potencial de Corrosión del suelo<sup>9</sup>**

Prueba	Unidades	Corrosión Fuerte Potencial/Agresivo	Suave a no Corrosivo Potencial/ No agresivo	ASTM Estándar	AASTHO Método de Prueba
pH	–	< 4.5, >10	5.5 < pH < 10	G51	T 289-91
Resistividad	ohm-cm	<2,000	Mayor de 5,000	G57	T 288-91
Sulfatos	ppm	>200	Menor de 200	D516	T 290-91
Cloruros	ppm	>100	Menor de 100	D512	T 291-91

Existen dos niveles o clases de protección contra la corrosión (Tabla 4.4):

<sup>9</sup> FHWA "GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 7- Soil Nail Walls" N° de Reporte: 0-IF-03-017. Anexo C-3.

**Tabla 4.4 Requerimiento para la Protección contra la Corrosión<sup>10</sup>**

Clase de Protección	Nivel de Protección a la corrosión	Elementos de Protección	Vida útil de la Estructura
I	MÁXIMO	Lechada y barras con recubrimiento epóxico ó Lechada y Revestimiento de PVC	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Permanente</li> </ul>
II	INTERMEDIO	Lechada y Barras desnudas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Temporal</li> <li>• Permanente con:                             <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Suelo no agresivo</li> <li>○ Sin consecuencias serias de falla</li> <li>○ Con alto costo para incrementar el Nivel de protección contra la corrosión</li> </ul> </li> </ul>

En la práctica se debe escoger como mínimo un nivel de protección de clase II, incluso si el terreno no tiene potencial de corrosión. El uso de lechadas con revestimiento de PVC se conoce como doble Protección contra la corrosión y se utiliza en suelos agresivos o desconocidos. Un valor preliminar y seguro para la mayoría de las condiciones, puede ser el de colocar un espesor de gracia total para barras sin protección de 2mm.

La selección del nivel de protección contra la corrosión se escoge teniendo en cuenta el Mapa de flujo de la figura 4.7.

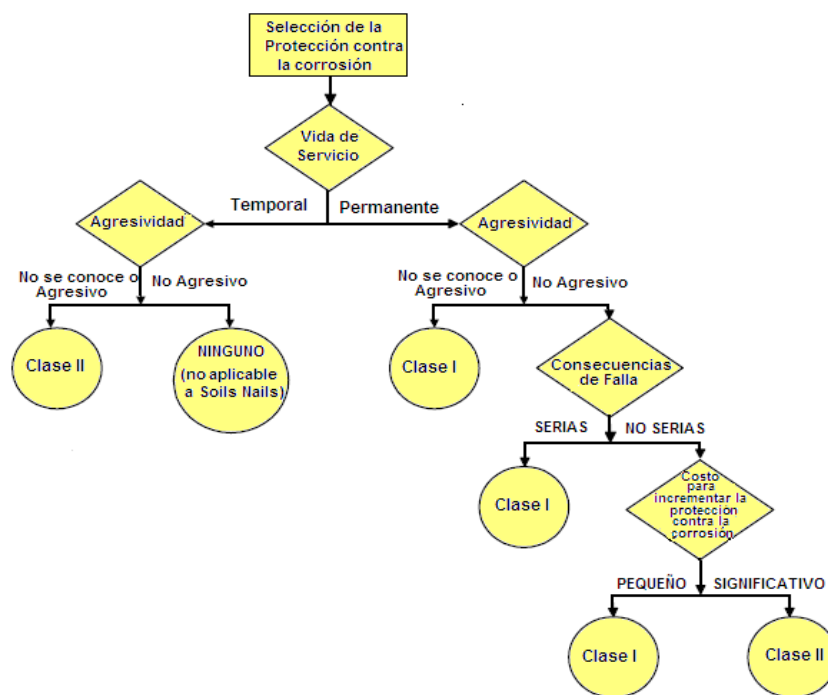
**Vida de Servicio:** La estructura puede ser temporal o permanente. Una vida de servicio de 18 meses o menos se califica como estructura temporal.

**Agresividad del suelo:** Los clavos en entornos con alto potencial de corrosión requieren el nivel de protección contra la corrosión II.

<sup>10</sup> FHWA "GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 7- Soil Nail Walls" N° de Reporte: 0-IF-03-017. Anexo C-7.

**Consecuencias de falla:** Consecuencias graves como la pérdida de vida humana, el colapso de la pared, los daños a servicios públicos y estructuras cercanas, las reparaciones estructurales y el impacto al tráfico, necesitan una protección de clase I, independientemente del potencial de corrosión del suelo.

**Incremento en el costo del proyecto:** El costo de proporcionar una protección de clase I es más alto que para la Clase II, debido a un mayor diámetro del orificio de perforación necesario para instalar el revestimiento y al costo de los materiales relacionados con el revestimiento.



**Figura 4.7 Criterios para la selección de la protección contra la Corrosión<sup>11</sup>**

#### 4.5.1.9 Diámetro del orificio de Perforación

<sup>11</sup> FHWA "GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 7- Soil Nail Walls" N° de Reporte: 0-IF-03-017. Anexo C-8.

Estime el diámetro basado en la experiencia previa con suelos similares, en las restricciones de diámetro impuestas por el nivel seleccionado de protección contra la corrosión y en el método de perforación. El diámetro del orificio de perforación normalmente está entre 100 y 300mm. Escoja un diámetro de barra preliminar y verifique que se cumpla con el recubrimiento mínimo (25mm).

#### **4.5.1.10 Longitud de Doblamiento**

La barra se debe doblar dentro del muro, este doblamiento depende del diámetro de la barra seleccionada y se puede determinar utilizando la Norma Colombiana NSR-98<sup>12</sup>

#### **4.5.1.11 Factor de seguridad para los diferentes modos de falla**

Los cuales dependen del criterio del diseñador.

### **EJEMPLO: PASO 1**

Se va a diseñar un muro de Soil Nail para contener una excavación en la ciudad de Bucaramanga, el muro se construirá cerca de una carretera sin acceso crítico, sin edificaciones cercanas, la zona es plana y la elevación de las aguas subterráneas está muy por debajo del fondo de la excavación, no existen limitaciones para las filas.

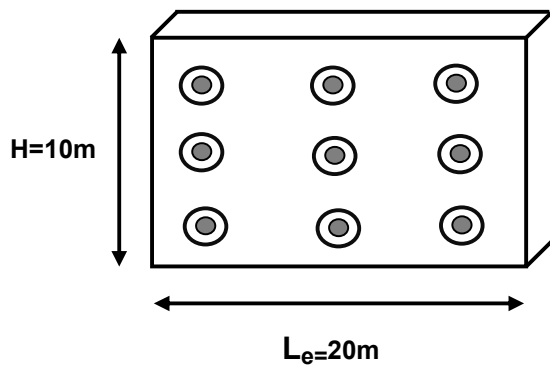
El muro tiene las siguientes consideraciones iniciales:

- Esquema del muro:

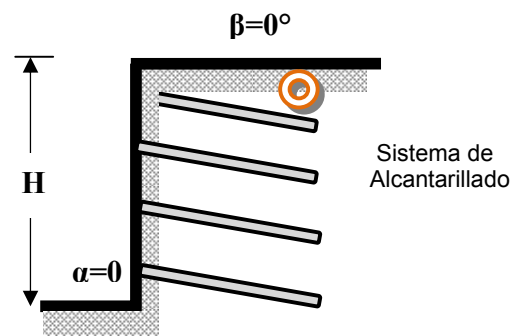
---

<sup>12</sup> NSR-98. "Norma Sismorresistente, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Colombia. 1998. Título C

- Altura del Muro (H): 10m ( Figura 4.8 )
- Longitud de muro ( $L_e$ ): 20m ( Figura 4. 8 )
- Inclinación de la fachada ( $\alpha$ ):  $0^\circ \rightarrow$  Muro vertical ( Figura 4.9 )
- Inclinación del talud arriba del muro ( $\beta$ ):  $0^\circ$  ( Figura 4.9 )
- Sección Transversal: ( Figura 4.9 )
- Vista Frontal: ( Figura 4.8 )
- Restricciones: El muro será construido debajo de un sistema de alcantarillado, el cual obliga a dar cierta inclinación a los Nails (Figura 4.9).



**Figura 4.8 Vista Frontal del Muro del ejemplo**



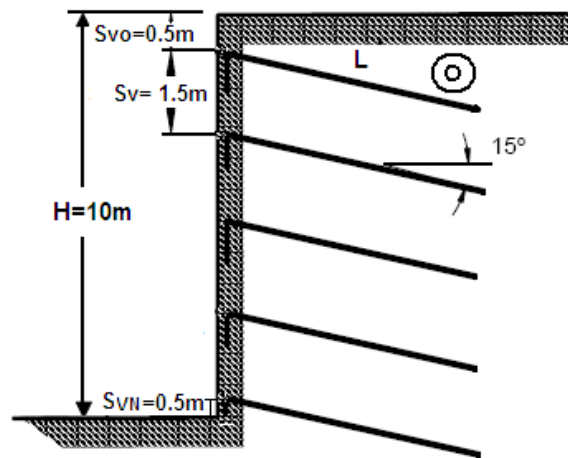
**Figura 4.9 Sección transversal del muro del ejemplo**

- Espaciamientos:

Espaciamiento horizontal y vertical de los clavos:  $S_H = S_V = 1.5 \text{ m}$  (Figura 4.10)

Espaciamiento vertical en la parte superior y en el pie del muro:  $S_{V0} = S_{VN} = 0.5 \text{ m}$

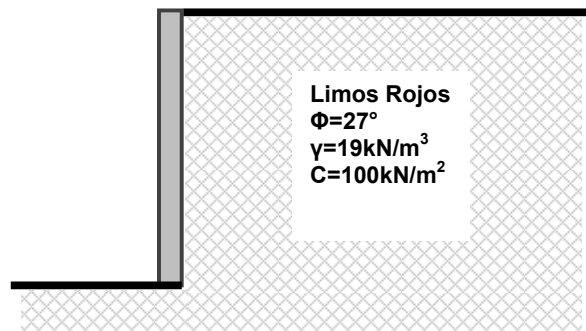
$$S_H \times S_V = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ m}^2 \leq 4 \text{ m}^2$$



**Figura 4.10 Espaciamientos de los Clavos**

- Patrón de los Nails sobre la cara del muro: Patrón rectangular ya que las condiciones del terreno lo permiten.
- Inclinación de los Nails  $i$ : (Figura 4.10)
 

$i = 15$  grados en todas las filas de Nails para evitar interferencia con el sistema de alcantarillado.
- Longitud y distribución: Uniforme, se asume una longitud del Soil Nail preliminar de  $0.7H = 7\text{m}$ , como en el mercado no se encuentran varillas de 7 metros, se escogió una de 9m.
- Tipo de varilla: Barras solidas de acero con  $f_y = 520 \text{ MPa} = 0.52 \text{ kN/mm}^2$
- Propiedades del suelo (Figura 4.11):



**Figura 4.11 Propiedades del suelo**

- ✓ Estratigrafía del suelo: En el sitio se encontró un solo tipo de suelo: Limos Rojos con las siguientes características:  
 Peso Unitario:  $\gamma= 19 \text{ KN/m}^3$ .  
 Cohesión:  $C= 100 \text{ KN/m}^2$   
 Resistencia al Cortante: Angulo de fricción interno  $\phi=27$  grados
  
- ✓ Resistencia ultima a la adherencia: Los datos se tomaron de la Tabla 2:  
 $q_u = 45 \text{ kPa}$
  
- ✓ Consideraciones de Agua Subterránea: No se considera ya que el nivel de aguas subterráneas está muy por debajo del fondo de la excavación.
  
- Potencial de corrosión: Para determinar el nivel de protección se tiene en cuenta el mapa de flujo de la figura 4.7, teniendo en cuenta los siguientes parámetros
  
- ✓ Vida de servicio: Estructura permanente.
  
- ✓ Agresividad del Suelo: Pruebas de suelo indican que el terreno tiene una resistividad entre 4000 y 5000 Ohm-cm y un pH entre 5.0 y 7.0. Los análisis también indican que los sulfuros, Sulfitos, cloruros, y otras

sustancias que promueven la corrosión son ausentes o se encuentran en bajas concentraciones, por esta razón el terreno se considera **Relativamente agresivo**.

- ✓ Consecuencias de falla: Las consecuencias de una posible falla del muro de Soil Nail se consideran de moderado a pequeño.
- ✓ Incremento en el costo del proyecto: se supone que el costo de proporcionar un mayor nivel de protección contra la corrosión es importante.

El mapa de flujo (figura 4.7) indica que el nivel requerido de protección contra la corrosión es de Clase II. La Tabla 4 indica que este nivel de protección contra la de corrosión puede ser logrado con lechada. La cobertura mínima de lechada es de 25 mm.

- Diámetro del orificio de perforación:

Se seleccionó un diámetro de orificio de perforación preliminar  $D_{DH} = 150$  mm, se escogió un valor preliminar de barra de Nail #10 (32mm de diámetro).

$$\text{Rec. Disponible} = \frac{D_{DH} - D_{\text{barra}}}{2} = \frac{150 - 32}{2} = 59\text{mm} > 25\text{mm} \quad \text{Rec. minim OK}$$

- Defina longitud de Doblamiento: Según la NSR-98 para una barra#10 la longitud mínima de doblamiento es:

$$\text{Long. Mínima de Doblamiento} = 8d_b = 8 * 32 = 256\text{mm} = 25.6\text{cm}$$

- Factores de seguridad: Para este ejemplo se escogieron los siguientes factores de seguridad:

- $FS_G = 1.5$  (Factor de Seguridad Global)
- $FS_P = 2.0$  (Factor de Resistencia al Arrancamiento)
- $FS_T = 1.8$  (Factor de Resistencia a la Tensión de las Barras de Nail)

#### 4.5.2 Paso 2: Diseño preliminar usando gráficos o métodos heurísticos

En este paso se determinan las longitudes requeridas y las cargas máximas sobre los Nails como una guía para el diseño final. Con la ayuda de los gráficos se proporciona las longitudes preliminares de Nail y las fuerzas de tensión máximas. Estos gráficos se desarrollaron usando el programa computacional **SNAIL**<sup>13</sup>, para lo cual se realizaron las siguientes suposiciones:

- Las condiciones del suelo deben considerarse uniforme para toda la profundidad del muro.
- Longitud, espaciamiento e inclinación del clavo uniformes; la inclinación del clavo que es considerada como uniforme es  $i = 15$  grados
- La carga viva no se puede considerar explícitamente, debe considerarse como una sobrecarga adicional equivalente en el suelo.
- Sin fuerzas sísmicas
- No hay presencia de aguas subterráneas.

Cuando las condiciones de análisis de un nuevo caso no coinciden con las suposiciones mencionadas anteriormente, se recomienda realizar interpolaciones o extrapolaciones de estos gráficos para calcular las longitudes del suelo.

La longitud del clavo para un patrón de longitud uniforme puede ser leída directamente de estos gráficos, sin embargo, para un patrón no uniforme la longitud se calcula teniendo en cuenta que la

---

<sup>13</sup> SNAIL. Computer Program. Department of Transportation (CALTRANS). 1991

longitud total de Nail para un patrón no uniforme es aproximadamente de 10 a 15 por ciento mayor que la longitud de Nail para un patrón uniforme en condiciones similares.

Los gráficos fueron elaborados para diferentes valores los cuales abarcan un amplio rango de geometrías de muros de Soil Nail y condiciones del suelo, en la Tabla 4.5 se presenta el conjunto de valores utilizados para el desarrollo de los gráficos. Estos pueden ser consultados en el Manual de la FHWA en el Título “GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 7- Soil Nail Walls” N° de Reporte: 0-IF-03-017.

**Tabla 4.5 Parámetros Variables**

Parámetro	Unidades	Valores
Inclinación de la Fachada	Grados	0, 10
Inclinación del taud arriba del muro	Grados	0, 10, 20, 30
Angulo Efectivo de Fricción	Grados	27, 31, 35, 39
Resistencia Ultima a la Adherencia	KPa	52, 104, 172, 276, 689

Las gráficas sólo deben usarse para obtener valores de diseño preliminares y no deberían ser usados en caso de un análisis exhaustivo. Para el ejemplo se presenta solamente la gráfica necesaria para las condiciones del muro a diseñar (Figura 4.12)

El procedimiento es el siguiente:

**- Calcular la longitud de clavo normalizada  $L/H$**

Mediante la gráfica (Figura 4.12.a) se obtiene la Longitud de clavo normalizada, la cual se calcula para obtener un  $FS_G = 1.35$ . Para poder

entrar en la gráfica se necesita hallar la resistencia admisible a la adherencia normalizada ( $\mu$ ):

$$q_a = \frac{q_U}{FS_P} \quad \rightarrow \quad \mu = \frac{q_a * D_{DH}}{FS_P * \gamma * S_H * S_V}$$

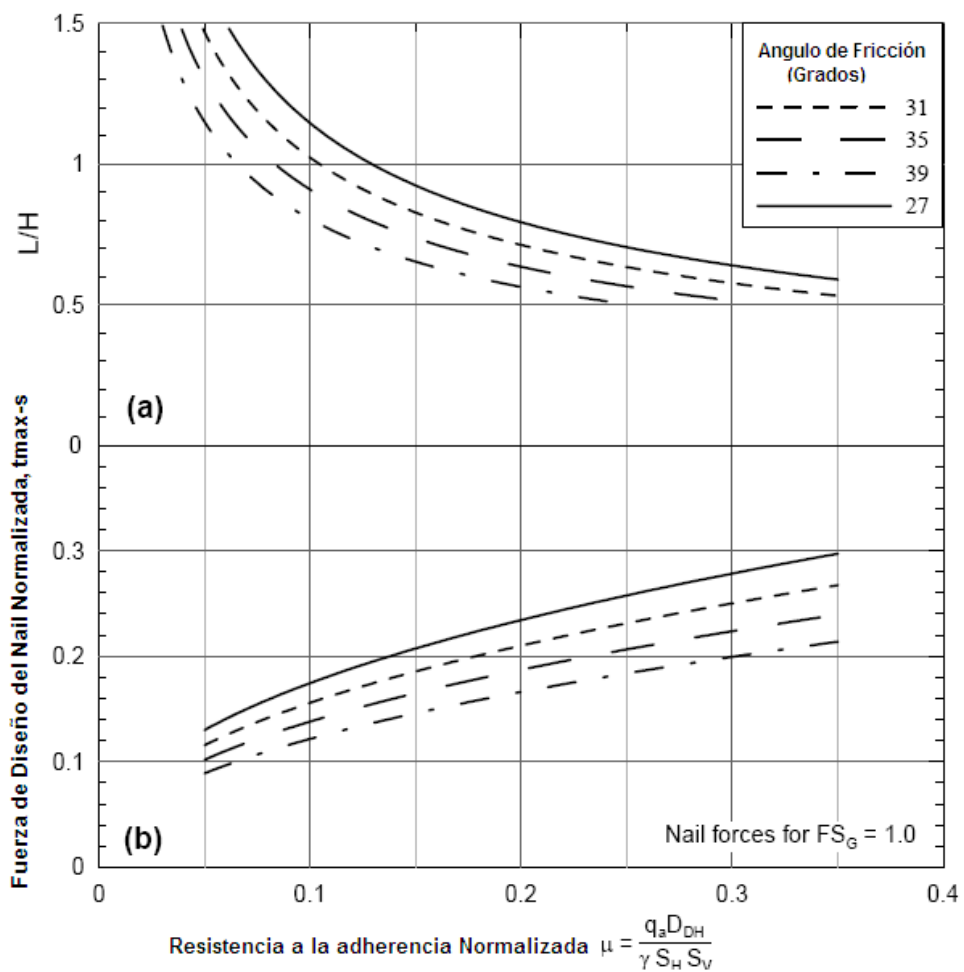
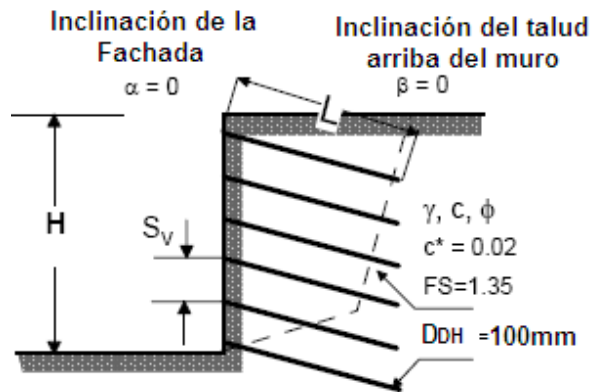
Donde  $q_U$  es la resistencia última a la adherencia,  $FS_P$  es el factor de seguridad contra el arrancamiento,  $D_{DH}$  es el diámetro del orificio de perforación,  $\gamma$  es el peso unitario del suelo detrás del muro,  $S_H$  y  $S_V$  son respectivamente los espaciamientos horizontales y verticales del clavo.

**- Determinar la Cohesión Normalizada  $c^*$**

La ecuación anterior está basada en un diámetro de orificio de perforación de 100mm, esta ecuación supone intrínsecamente que el suelo tiene una cohesión  $c^*$  tal que:

$$c^* = \frac{c}{\gamma * H} = 0.02$$

Si el diámetro del orificio de perforación o los valores de cohesión son diferentes a estos, los ajustes a la longitud de clavo calculada y las fuerzas máximas de tensión son realizados al final de este paso.



**Figura 4.12 Grafico preliminar de diseño para  $(\alpha) = 0^\circ$  y  $(\beta) = 0^\circ$ <sup>14</sup>**

<sup>14</sup> FHWA "GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 7- Soil Nail Walls" N° de Reporte: 0-IF-03-017. Anexo B-1.

**- Calcular las fuerzas de diseño de tensión máxima normalizadas ( $t_{max-s}$ )**

Utilizando la gráfica (Figura 4.12. b) se obtiene  $t_{max-s}$  como función de  $\mu$  para obtener un  $FS_G = 1.0$ .

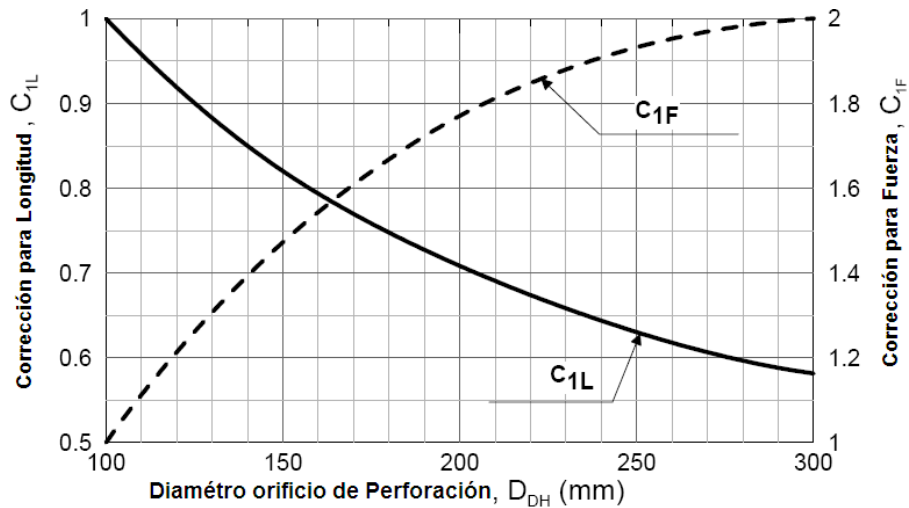
**- Aplicar las correcciones para la Longitud de suelo**

$$\frac{L}{H} \text{ corregido} = C_{1L} \times C_{2L} \times C_{3L} \times \frac{L}{H} \text{ (hallada de la gráfica)}$$

- ✓ Diámetro de orificio de perforación: Diferente de 100 mm (factor de corrección  $C_{1L}$ ) se obtiene de la Figura 13.
- ✓ Cohesión del suelo: Valores diferentes a  $c^* = 0.02$  (factor de corrección  $C_{2L}$ ):
- ✓ Factor de seguridad:  $FS_G$  distinto de 1.35 (factor de corrección  $C_{3L}$ ).

$$C_{2L} = -4.0 \times c^* + 1.09 \geq 0.85$$

$$C_{3L} = 0.52 \times FS_G + 0.30 \geq 1.0$$



**Figura 4.13 Corrección para el Diámetro del orificio de perforación<sup>15</sup>**

<sup>15</sup> FHWA "GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 7- Soil Nail Walls" N° de Reporte: 0-IF-03-017. Anexo B-10.

- **Aplicar las Correcciones para las máximas fuerzas normalizadas del Nail en servicio**

$$t_{\max-s}(\text{corregida}) = C_{1F} \times C_{2F} \times t_{\max-s} \text{ (hallada de la gráfica)}$$

- ✓ Diámetro de orificio de perforación: Diferente de 100 mm (factor de corrección  $C_{1F}$ ) se obtiene de la figura 4.13.
- ✓ Cohesión del suelo: Otros valores de  $c^* = 0.02$  (factor de corrección  $C_{2F}$ )

$$C_{2F} = -4.0 \times c^* + 1.09 \geq 0.85$$

- **Calcular la longitud del Soil Nail:**

Utilizando  $L/H_{\text{corregido}}$  halle la longitud del Soil Nail. Si hay sobrecarga por carga viva súmela a la altura inicial, determine la longitud total de Nail necesaria para el patrón uniforme o no uniforme  $L_{\text{TOT U}}$  ó  $L_{\text{TOT NU}}$ .

- **Calcule la carga máxima de diseño en el clavo  $T_{\max-s}$ :**

Utilizando el valor de  $t_{\max-s}$  corregido halle la fuerza máxima de diseño:

$$T_{\max-s} = t_{\max-s} \times \gamma \times H \times S_H \times S_V$$

- **Calcule la Capacidad de Tensión en el clavo,  $R_T$ :**

$$R_T = FS_T \times T_{\max-s}$$

Donde,  $FS_T$  es el factor de seguridad para la resistencia a la tensión de la barra de Nail.

**- Calcule el área de sección transversal necesaria ( $A_t$ ) de la barra de Nail:**

$$A_t = \frac{T_{\max-s} * FS_T}{F_y}$$

Seleccione el tamaño de la barra más cercano disponible comercialmente.

**- Verifique el tamaño de la barra:**

Verifique el tamaño seleccionado se ajuste en el orificio de perforación con un espesor mínimo de cobertura de lechada de 25 mm.

**- Halle la longitud de Doblamiento**

Si la longitud y/o diámetro del Nail no son factibles, seleccione otro espaciamiento de Nail y/o diámetro del orificio de perforación, recalcule la resistencia normalizada al arrancamiento y repita los pasos de nuevo.

## **EJEMPLO: PASO 2**

Aunque no es necesario utilizar estas cartas junto con un diseño completo, se realizará el ejemplo por este método para presentar la metodología.

Datos de Entrada:

- Angulo de fricción efectivo ( $\phi'$ ): 27°
- Peso unitario del suelo ( $\gamma$ ) = 1.9 KN/m<sup>3</sup> para
- Cohesión (c): 100 KN/m<sup>2</sup>
- $S_H = S_V = 1.5m$
- $D_{DH} = 150 \text{ mm}$
- $FS_G = 1.5$
- $FS_P = 2.0$

- $FS_T = 1.8$
- $f_y = 520 \text{ Mpa} = 0.52 \text{ kN/mm}^2$

- Longitud del clavo normalizada L/H:

Resistencia admisible a la adherencia normalizada ( $\mu$ ):

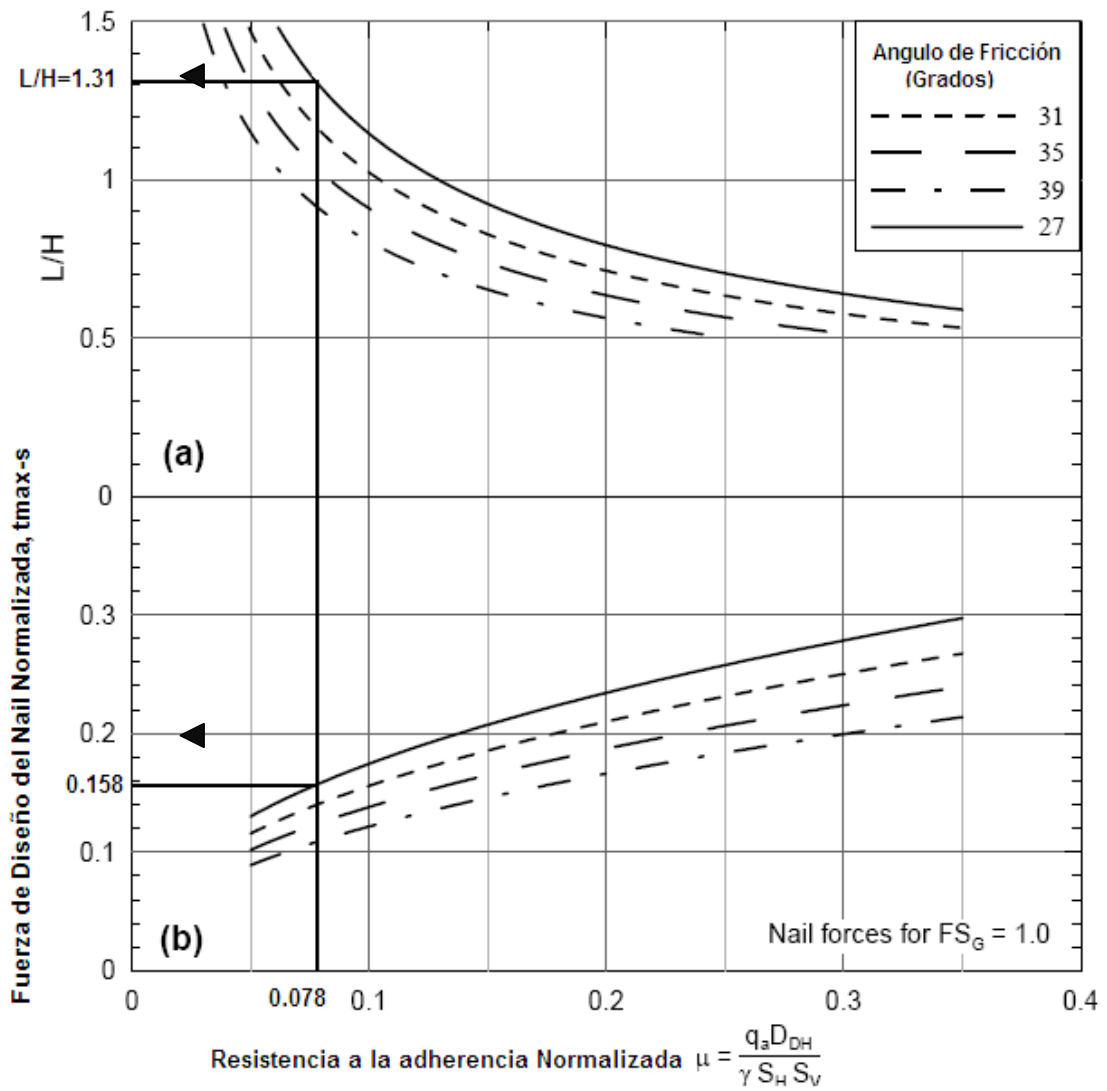
$$q_a = \frac{q_U}{FS_P} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ kPa} \quad \rightarrow \quad \mu = \frac{q_a * D_{DH}}{\gamma * S_H * S_V} = \frac{22.5 * 0.15}{19 * 1.5 * 1.5} = 0.078$$

Con este valor se entra a la gráfica y se lee el valor de  $L/H = 1.31$  (Figura 4.14.a)

- Cohesión Normalizada  $c^*$ : Para determinar la cohesión normalizada, reducimos la cohesión del suelo 10 veces con el fin de tener en cuenta los efectos de sismo en la ciudad de Bucaramanga:

$$c^* = \frac{c}{\gamma * H} = \frac{100/10}{19 * 10} = 0.0526$$

- Calcule las fuerzas de diseño de tensión máximas normalizadas ( $t_{\text{max-s}}$ ):  
De la figura 4.14.b se obtiene: ( $t_{\text{max-s}}$ ) = 0.158



**Figura 4.14** L/H Normalizada y Fuerza de Tensión para  $(\alpha)= 0^\circ$  y  $(\beta)= 0^\circ$

- Correcciones para la Longitud de suelo:

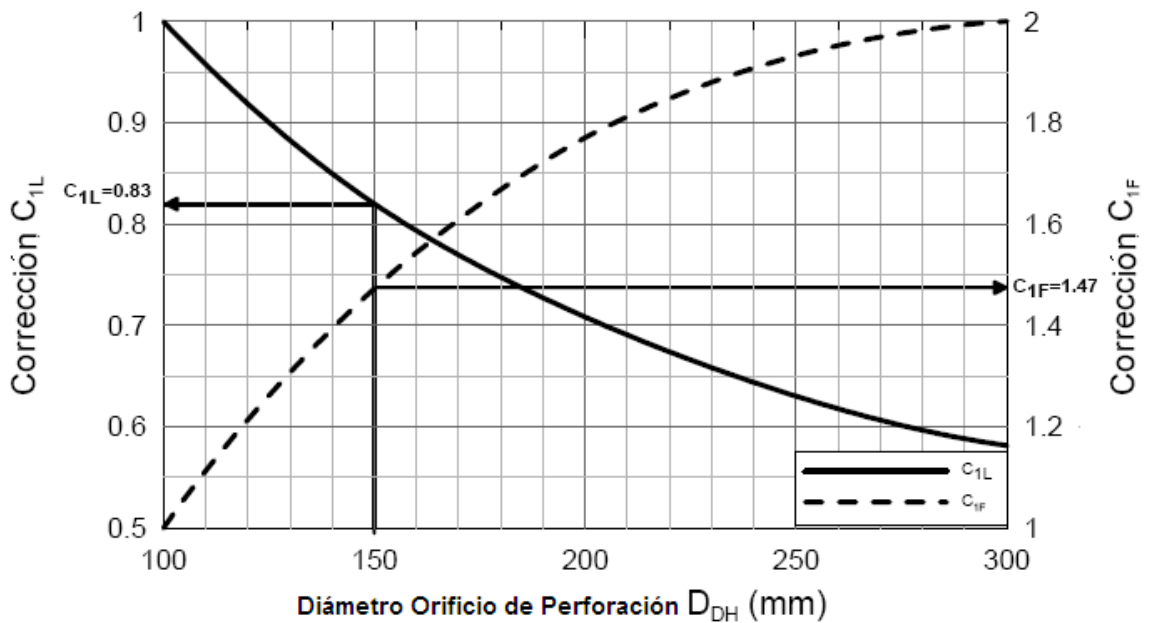
✓ Diámetro de orificio de perforación: Se obtiene de la figura 4.15 para un  $D_{DH}=150\text{mm}$  y  $C_{1L}= 0.83$

✓ Cohesión del suelo:

$$C_{2L} = -4.0 \times c^* + 1.09 \geq 0.85 = -4.0 \times 0.0526 + 1.09 = 0.879 \geq 0.85 \quad \text{OK}$$

✓ Factor de seguridad:

$$C_{3L} = 0.52 \times FS_G + 0.30 \geq 1.0 = 0.52 \times 1.5 + 0.30 = 1.08 \geq 1.0 \quad \text{OK}$$



**Figura 4.15 Corrección del Diámetro del orificio de perforación para el ejemplo**

- La Longitud del clavo Normalizada ajustada es:

$$\frac{L}{H} \text{ corregido} = C_{1L} \times C_{2L} \times C_{3L} \times \frac{L}{H} = 0.83 \times 0.879 \times 1.08 \times 1.31 = 1.03$$

- Correcciones para las máximas fuerzas normalizadas del Nail en servicio:

✓ Diámetro de orificio de perforación: Se obtiene de la figura 4.14 para un  $D_{DH}=150\text{mm}$  y  $C_{1F}=1.47$

✓ Cohesión del suelo:

$$C_{2F} = -4.0 \times c^* + 1.09 \geq 0.85 = -4.0 \times 0.0526 + 1.09 = 0.879 \geq 0.85 \quad \text{OK}$$

- La Fuerza máxima Normalizada del Nail es:

$$t_{\max-s}(\text{corregida}) = C_{1F} \times C_{2F} \times t_{\max-s} = 1.42 \times 0.879 \times 0.158 = 0.197$$

- Longitud del Soil Nail:

$$\frac{L}{H} = 1.03 \quad \Rightarrow \quad L = 10 \times 1.03 = 10.3\text{m}$$

Se van a tomar para el ejemplo varillas de 12 metros sin cortarlas con el fin de mejorar el factor de seguridad.

- La carga máxima de diseño en el Nail  $T_{\max-s}$  es :

$$T_{\max-s} = t_{\max-s} \times \gamma \times H \times S_H \times S_V = 0.197 \times 19 \times 10 \times 1.5^2 = 84.22\text{kN}$$

- Capacidad de Tensión en el clavo,  $R_T$ :

$$R_T = FS_T \times T_{\max-s} = 1.8 \times 84.22 = 151.6\text{kN}$$

- Área de sección transversal necesaria ( $A_t$ ) de la barra de Nail:

$$A_t = \frac{R_T}{F_y} = \frac{151.6[\text{kN}]}{0.52[\text{kN/mm}^2]} = 292 [\text{mm}^2]$$

Teniendo cuenta las dimensiones nominales de las barras de refuerzo descritas en la NSR-98, para esta área se hubiese seleccionado una barra

# 7 con diámetro 22mm con área de sección transversal= 387mm<sup>2</sup>, pero como recomendación anterior se dijo que barras con diámetros menores a 25 mm no deben ser usadas, entonces se para el ejemplo se escogió barras #8 con diámetro 25mm y área de sección transversal=510 mm<sup>2</sup>. Verifique el recubrimiento mínimo:

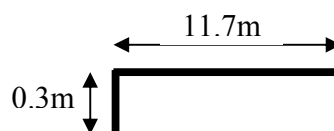
$$\text{Rec. disponible} = \frac{D_{DH} - \text{Diam. barra}}{2} = \frac{150 - 25}{2} = 62.5\text{mm} > 25\text{mm} \quad \text{Rec. minimo}$$

- Defina longitud de Doblamiento:

Según la NSR-98 para una barra #8 la longitud mínima de doblamiento es:

$$\text{Long. Mínima de Doblamiento} = 6d_b = 6 * 25 = 150\text{mm} = 15.0\text{cm}$$

Teniendo en cuenta un factor de seguridad adicional vamos a tomar una longitud de doblamiento de 30cm. Entonces la longitud total de cada clavo será (Figura 4.16):  $L(\text{clavo}) = 12\text{m} - 0.30\text{m} = 11.7\text{m}$



**Figura 4.16 Longitud total den Nail**

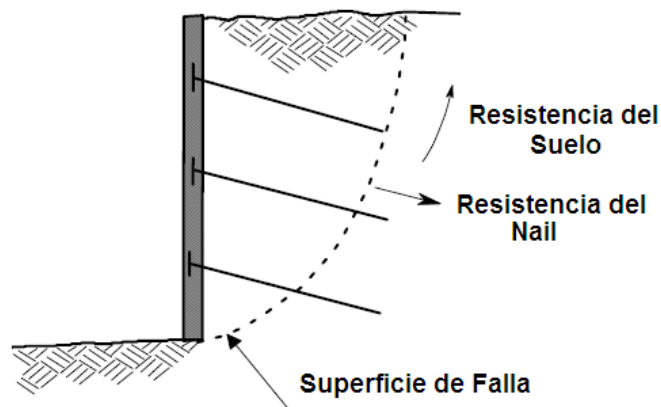
### 4.5.3 Paso 3: Diseño Final

#### 4.5.3.1 Análisis de falla externa

Se consideran los siguientes modos de falla externa para el diseño final de un muro de Soil Nail: Estabilidad Global, Estabilidad al Deslizamiento y Capacidad de Soporte.

✓ Estabilidad Global

La estabilidad global se refiere a la estabilidad en conjunto de la masa de suelo de Soil Nail, Como se muestra en la figura 4.17, la superficie de deslizamiento pasa por detrás y por debajo del sistema de Soil Nail.



**Figura 4.17 Falla por Estabilidad Global**

- Seleccione un programa de computador para el diseño de un muro de Soil Nail que considere suelos heterogéneos, aguas subterráneas, condiciones generales de carga, fuerzas sísmicas y las diversas características del clavo. Para nuestro ejemplo se utiliza el programa SNAIL versión 3.09.
- Utilice el diámetro del clavo calculado en el diseño preliminar como el diámetro del orificio del Nail de entrada para SNAIL.

- Para el primer análisis de SNAIL, use la longitud de Nail estimada en el Paso 1e (o la calculada en el diseño preliminar), y realice el análisis de estabilidad global utilizando SNAIL.
- Compare el factor de seguridad global calculado con el factor de seguridad mínimo recomendado y aumente o disminuya la longitud del Nail si el factor de seguridad calculado es menor que el factor de seguridad escogido como mínimo.
- Si la longitud del Nail debe ser reducida sin reducir el factor de seguridad, aumente el diámetro de orificio del Nail o reduzca su espaciamiento.
- ✓ Análisis de La estabilidad al deslizamiento: Se realiza normalmente como para cualquier talud, utilizando un software que incluya el refuerzo. En este ejemplo no se va a realizar el análisis al deslizamiento.
- ✓ Capacidad de Soporte: Se realiza normalmente como para cualquier talud, no se va a realizar la capacidad de soporte en este ejemplo debido a que se trata de un corte y no de un terraplén.

#### **4.5.3.2 Análisis Sísmico**

Considere las cargas sísmicas para garantizar que las longitudes de Nail calculadas en el paso anterior para la condición de carga estática proporcionen factores de seguridad adecuados para las condiciones de carga sísmica.

- ✓ Definir las cargas sísmicas: Determine el coeficiente de aceleración máxima del terreno,  $A_1$ , establezca el tipo de perfil de suelo en el sitio y

determine el coeficiente de sitio  $S$ , para determinar estos valores puede consultar la Norma NSR-98.

- ✓ Determine el coeficiente de aceleración máxima normalizada del terreno:

$$A = S A_i$$

- ✓ Calcule el coeficiente de aceleración de diseño en el centro de gravedad:

$$A_m = (1.45 - A) A$$

- ✓ Calcule el coeficiente sísmico horizontal,  $k_h$

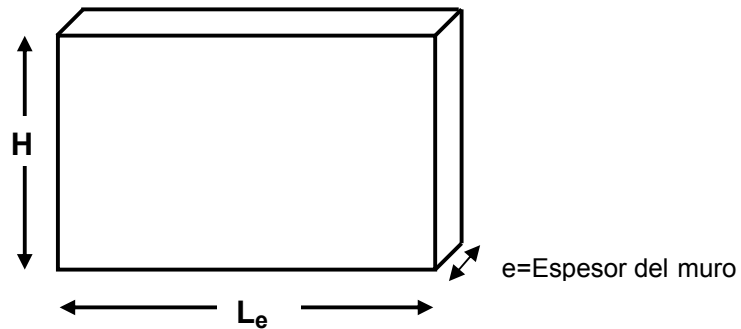
Este coeficiente es una fracción de la aceleración horizontal normalizada  $A_m$ , en Muros de Soil Nail se puede escoger un rango de  $K_h$  entre  $0,5 A_m$  y  $0,67 A_m$ .

- ✓ Realice el Análisis de estabilidad global: Se puede realizar usando SNAIL, utilizando todos los parámetros seleccionados para el caso estático junto con el coeficiente sísmico calculado.
- ✓ Realice el Análisis para evaluar la estabilidad de deslizamiento con las fuerzas sísmicas: Se realiza como normalmente se hace para un talud normal usando un software que incluya el refuerzo y tenga en cuenta el coeficiente sísmico.

#### **4.5.3.3 Diseño de la Fachada (Figura 4.18):**

- ✓ Seleccione el espesor de la fachada del muro:

Generalmente se coloca una pantalla de concreto lanzado con espesor de 12 a 18 centímetros reforzado con una malla.



**Figura 4.18 Dimensiones de la Fachada.**

- ✓ Seleccione los materiales de la Fachada:
  - Acero de Refuerzo:  $f_y = 420 \text{ MPa}$  ó  $520 \text{ MPa}$
  - Resistencia del Concreto ( $f_c'$ ): 21 ó 28 MPa

- ✓ Determine el área de refuerzo de la fachada:

Esta se puede determinar mediante la teoría de concreto reforzado descrito en la Norma NSR-98, teniendo en cuenta que la fachada del muro se puede asemejar a una placa maciza. Como los Nails no son tensados las cargas en el muro no son muy altas, por tal razón se puede usar la cuantía mínima para determinar el área de refuerzo.

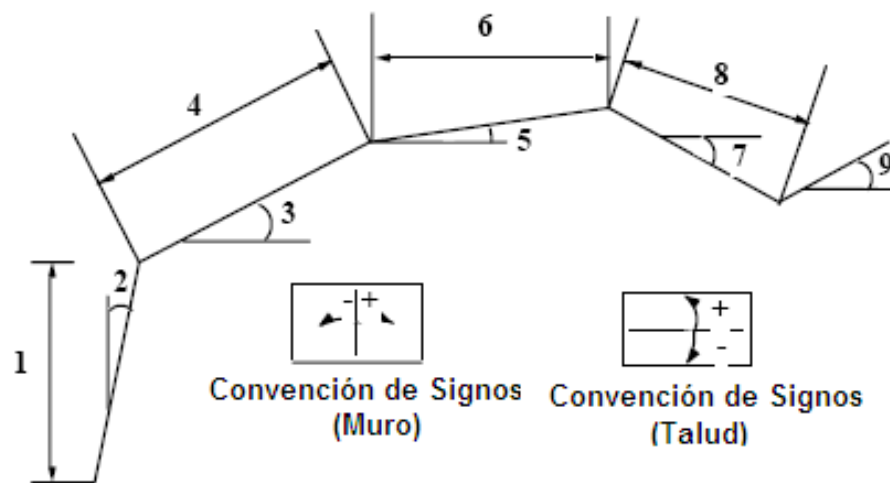
- ✓ Escoja un tipo de malla para el área de refuerzo necesaria.

### **EJEMPLO: PASO 3**

- Análisis de Estabilidad Global:

Para usar el programa SNAIL se necesita ingresar los datos del problema, a continuación se dará una breve explicación de este procedimiento:

1. Ingrese los datos de la geometría del Muro (Figuras 4.19 y 4.20 )



**Figura 4.19 Definición de la geometría del Muro en SNAIL**

Please set the various parameters

Soil Parameters	Loads	Varying Reinforcements
Below Toe Searches	Search Limits/Water Table Coord.	Search Nodes/Specified Plane
<b>Wall Geometry</b>	Reinforcement Geometry	Reinforcement Strength/Cond.

H =  m --- Vertical Wall Height.

B =  Degree --- Wall Batter from Vertical Line.

I1 =  Degree      S1 =  m --- 1st Slope Angle and Slope Distance.

I2 =  Degree      S2 =  m --- 2nd Slope Angle and Slope Distance.

I3 =  Degree      S3 =  m --- 3rd Slope Angle and Slope Distance.

I4 =  Degree      S4 =  m --- 4th Slope Angle and Slope Distance.

I5 =  Degree      S5 =  m --- 5th Slope Angle and Slope Distance.

I6 =  Degree      S6 =  m --- 6th Slope Angle and Slope Distance.

I7 =  m --- 7th Slope Angle.

◀ **Wall Geometry** ▶      EXECUTE      EXIT

**Figura 4.20 Geometría del Muro**

2. Ingrese la geometría del refuerzo (Figura 4.21)

Please set the various parameters

Soil Parameters	Loads	Varying Reinforcements
Below Toe Searches	Search Limits/Water Table Coord.	Search Nodes/Specified Plane
Wall Geometry	<b>Reinforcement Geometry</b>	Reinforcement Strength/Cond.

Use "Varying Reinforcement" if LE, AL, SV, D, (or Bond Stress Under "Soil Parameters"), Varies.

N =  ..... Number of Reinforcement Levels.

LE =  m ..... Reinforcement Length.

AL =  Degree ..... Inclination From Horizontal.

SV1 =  m ..... Vertical Distance to first Level.

SV =  m ..... Vertical Spacing from second to N level.

SH =  m ..... Horizontal Spacing.

D =  mm ..... Diameter of Reinforcement.

DD =  mm ..... Diameter of Grouted Hole.

◀ **Reinforcement Geometry** ▶      EXECUTE      EXIT

**Figura 4.21 Geometría del Refuerzo**

3. Ingrese la Resistencia del refuerzo (Figura 4.22)

El programa requiere que se introduzca la resistencia al punzonamiento de la cabeza del Nail, como en Colombia no se acostumbra a diseñar la cabeza sino a doblar la barra, se supuso para la ejecución del programa una resistencia al punzonamiento en el extremo del Nail muy alta, PS = 500kN.

Please set the various parameters.

Soil Parameters	Loads	Varying Reinforcements
Below Toe Searches	Search Limits/Water Table Coord.	Search Nodes/Specified Plane
Wall Geometry	Reinforcement Geometry	<b>Reinforcement Strength/Cond.</b>

ULTIMATE	PRE-FACTORED	TIEBACK WALL WITH PILES	
PS = <input type="text" value="500"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	kN ----- Punching Shear at Reinforcement Head.
FY = <input type="text" value="520"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	MPa ----- Yield Stress of Reinforcement.

ULTIMATE: Inputed Values (and Bond Stress Under "Soil Parameters") Automatically Divided By Indicated Factor of Safety.

PRE-FACTORED: Inputed Values (and Bond Stress Under "Soil Parameters") Kept Constant Throughout Analysis.

TIEBACK WALL WITH PILES: Use Lockoff Stress Per Tendon. Inputed Values (and Bond Stress Under "Soil Parameters") Kept Constant Throughout Analysis. Analysis Ignores Vertical Component of Tendon Force.

◀ **Reinforcement Strength/Cond.** ▶      EXECUTE      EXIT

**Figura 4.22 Resistencia del refuerzo**

4. Ingrese las distancias para buscar el limite (Figura 4.23): La búsqueda empieza en la cresta de la pared ( $L_s=0$ ) y finaliza a una distancia del pie del muro ( $L_N=20m$ ).

Please set the various parameters.

Below Tab: Wall Geometry, Reinforcement Geometry, Reinforcement Strength/Cond., Soil Parameters, Loads, Varying Reinforcements, Below Toe Searches, Search Limits/Water Table Coord., Search Nodes/Specified Plane

\*\*\*\*\* SEARCH LIMIT \*\*\*\*\*

m --- Begin Search.If LS=0, Search starts at wall crest.

m --- End Search.(Horizontal Distance From Wall Toe).

\*\*\*\*\* WATER TABLE COORDINATES \*\*\*\*\*

==> 0 = Disabled. 1 = Piezometric. 2 = Phreatic

1st Point                      2nd Point                      3rd Point

X-Coor.==> XW1 =  m    XW2 =  m    XW3 =  m

Y-Coor.==> YW1 =  m    YW2 =  m    YW3 =  m

Note: Water Table Coordinates Cannot Be Co-Linear, nor Concave (Center Point Lower Than The End Points).

Search Limits/Water Table Coord.    EXECUTE    EXIT

Figura 4.23 Búsqueda de Limites

5. Ingrese los parámetros y la geometría del suelo (Figura 4.24)

Please set the various parameters.

Below Tab: Below Toe Searches, Search Limits/Water Table Coord., Search Nodes/Specified Plane, Wall Geometry, Reinforcement Geometry, Reinforcement Strength/Cond., Soil Parameters, Loads, Varying Reinforcements

Soil Parameters

NS =  Number of Soil Layers.  
(1=Top layer to 7=Bottom layer. Layers must not intersect within limits of search)

LAYER	Unit Weight kN/m3	Friction Angle Deg.	Cohes. kPa	Bond Stress kPa	XS* m	YS* m	XE* m	YE* m
1	<input type="text" value="19"/>	<input type="text" value="27"/>	<input type="text" value="100"/>	<input type="text" value="45"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
2	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
3	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
4	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
5	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
6	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
7	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

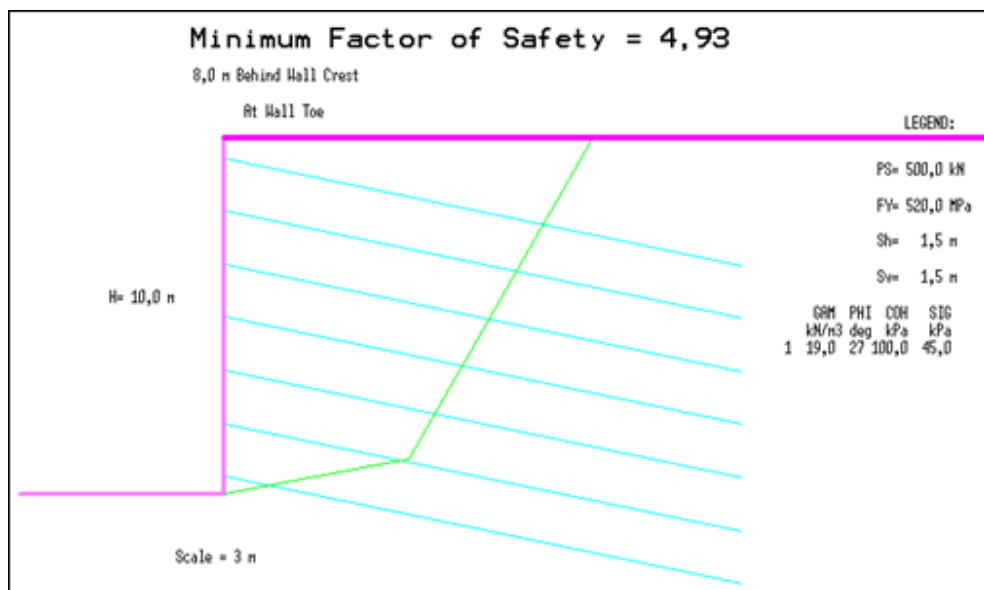
\* NOTE: XS,YS,XE, YE coordinate origin (0,0) is at toe of wall.

Soil Parameters    EXECUTE    EXIT

Figura 4.24 Parámetros del Suelo

En este ejemplo no se consideran las aguas subterráneas, ni existe sobrecarga.

6. Resultados: una vez ingresados los datos se ejecuta el programa, el factor de seguridad global mínimo encontrado  $FS_G = 4.93$  (Figura 4.25) el cual es mayor que el factor de seguridad mínimo global escogido  $FS_{Gmin} = 1.5$ .



**Figura 4.25 Resultados de SNAIL para cargas estáticas.**

- Análisis sísmico:

✓ Cargas sísmicas:

Coeficiente de aceleración máxima del terreno,  $A_I$ , = Bucaramanga tiene una aceleración máxima de 0.25.

✓ Tipo de perfil de suelo en el sitio= por las condiciones del terreno en Bucaramanga se tomó un perfil de Suelo= s1.

- ✓ Coeficiente de sitio  $S$ = Para un perfil de suelo  $s_1$  el coeficiente de sitio  $(S)=1$

- ✓ Coeficiente de aceleración máxima normalizada del terreno:

$$A = S A_1 = 1 * 0.25 = 0.25$$

- ✓ Coeficiente de aceleración de diseño en el centro de gravedad:

$$A_m = (1.45 - A) A = (1.45 - 0.25) * 0.25 = 0.3$$

- ✓ Calcule el coeficiente sísmico horizontal,  $k_h$ = Se escogió para el ejemplo un  $k_h = 0.55 A_m = 0.55 * 0.3 = 0.17$

- ✓ Para realizar el análisis sísmico usando SNAIL se introducen los parámetros para cargas estáticas usados anteriormente, además se introduce el coeficiente de aceleración horizontal. En el ejemplo se tomó un coeficiente de aceleración vertical  $k_v = 0$ , porque Bucaramanga no es una zona epicentral.

Se deben introducir los valores de coeficiente sísmico en la parte de cargas que solicita el programa (Figura 4.26):

Please set the various parameters.

Below Toe Searches      Search Limits/Water Table Coord.      Search Nodes/Specified Plane  
 Wall Geometry      Reinforcement Geometry      Reinforcement Strength/Cond.  
 Soil Parameters      **Loads**      Varying Reinforcements

===== SURCHARGE LOADS =====

First	Second	
<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	m ---- Begin Surcharge: Distance From Toe.
<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	m ---- End Surcharge: Distance From Toe.
<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	kPa/m --- Loading at Begin Surcharge.
<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	kPa/m --- Loading at End Surcharge.

===== EARTHQUAKE LOADS =====

<input type="text" value="0.17"/>	kh --- Horizontal Earthquake Coefficient.
<input type="text" value="0"/>	pkh -- Vertical Earthquake Coefficient (Percent of Horizontal).

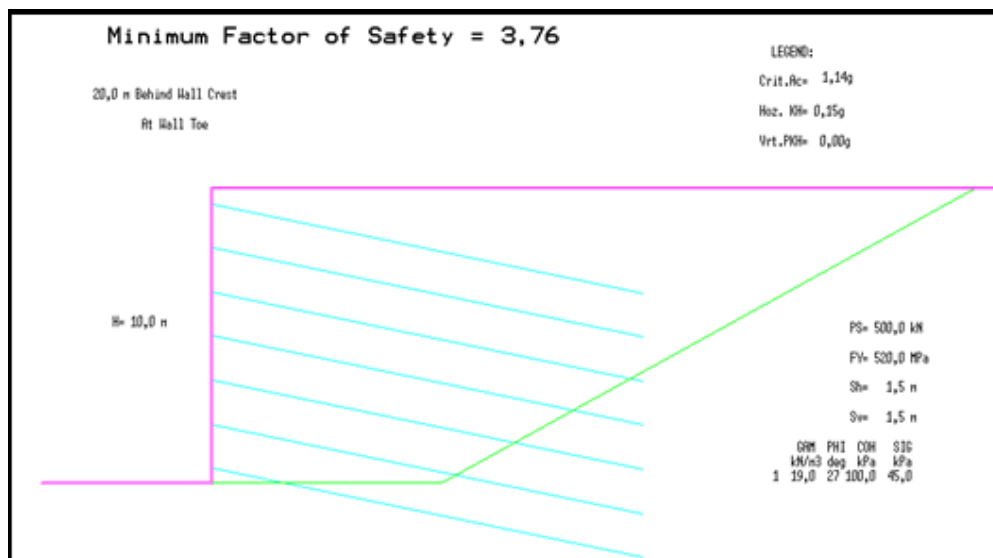
===== EXTERNAL WALL LOAD =====

<input type="text" value="0"/>	kN/m width. Force on Wall (Affects Front Wedge Only). ==> (+) : (-) <==
<input type="text" value="0"/>	Degrees From Horizontal. Positive = Counterclockwise.

◀ **Loads** ▶      EXECUTE      EXIT

**Figura 4.26 Cargas de Sismo**

El factor de seguridad global mínimo encontrado  $FS_G = 3.76$  (Figura 4.27), es mayor que el factor de seguridad mínimo global escogido  $FS_{Gmin} = 1.1$  (Factor de seguridad mínimo para las condiciones sísmicas)



**Figura 4.27 Resultados de SNAIL para carga sísmica**

- Diseño de la Fachada:

✓ Espesor de fachada: Se seleccionó un espesor de fachada de 200mm= 20cm.

✓ Materiales:

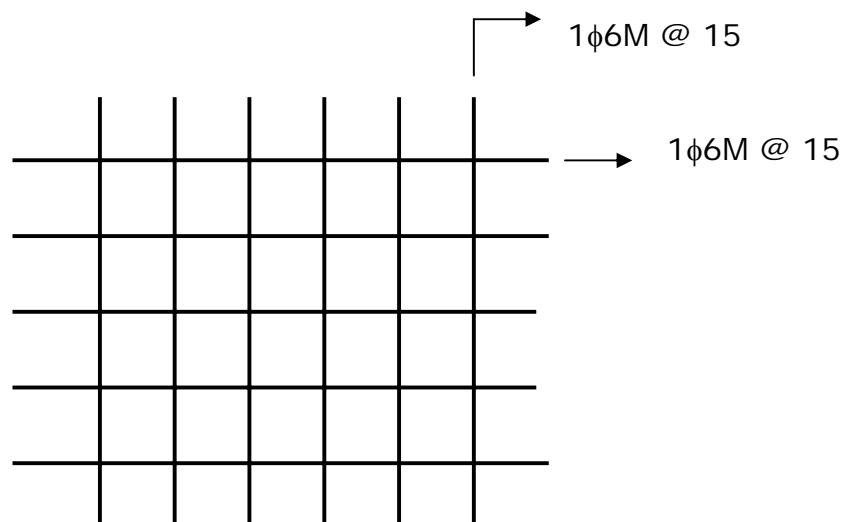
- Acero de Refuerzo ( $f_y$ )= 420 Mpa
- Resistencia del Concreto ( $f_c'$ )= 21 Mpa

✓ Área de Refuerzo:

Según la NSR-98 la cuantía mínima para una placa maciza es  $\rho_{\min} = 0.0018$  y considerando una sección de análisis de ancho  $b=1\text{m}$ , y  $d$  efectivo=  $e/2$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0018 * 100 * 10 = 1.8\text{cm}^2/\text{m}$$

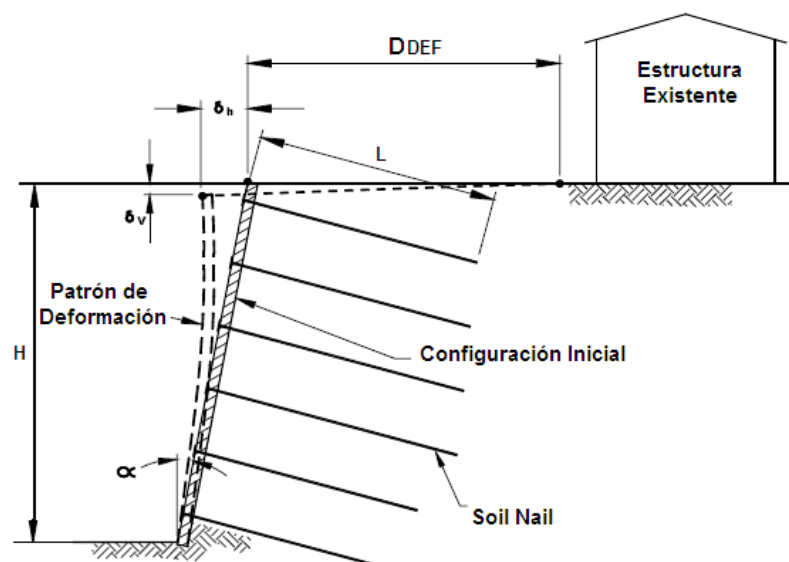
Para el ejemplo se utilizó un Catálogo de mallas comerciales de la empresa DIACO Ltda. Donde se escogió una malla electrosoldada de referencia M-188 que tiene un área de acero en las dos direcciones=  $1.88\text{cm}^2/\text{m}$  (Figura 27).



**Figura 4.28 Malla de Refuerzo para la fachada**

#### 4.5.4 Paso 4: Estimar las deformaciones

Durante la construcción y después de esta, el muro de Soil Nail y el suelo detrás tiende a deformarse hacia afuera. Este movimiento es iniciado por el incremento de la rotación alrededor del pie del muro. La mayor parte del movimiento ocurre durante o poco después de la excavación del suelo enfrente del muro. Los máximos desplazamientos horizontales ocurren en la parte superior del muro y disminuyen progresivamente hacia el pie. Los desplazamientos verticales en la fachada del muro son generalmente pequeños, y están en el mismo orden de magnitud que los movimientos horizontales en la parte superior (Figura 4.29)



**Figura 4.29 Deformación de los Muros de Soil Nail**

El procedimiento para determinar los desplazamientos en el muro es el siguiente:

- ✓ Estime los desplazamientos horizontales y verticales  $\delta_h$  y  $\delta_v$  en la parte superior del muro, según la tabla 4.6, dependiendo si las condiciones del

terreno detrás del muro corresponden a Roca meteorizada / Suelo rígido, suelo arenoso o suelo arcilloso).

**Tabla 4.6 Desplazamientos del Muro de Soil Nail**

VARIABLE	ROCA DETERIORADA Y SUELO RIGIDO	ARENOSO	ARCILLOSO
$\delta_h/H$ y $\delta_v/H$	1/1000	1/500	1/333
C	1.25	0.8	0.7

- ✓ Calcule la zona de influencia,  $D_{DEF}$ , donde ocurren las deformaciones notables en el terreno:

$$\frac{D_{DEF}}{H} = C(1 - \tan \alpha)$$

- ✓ Verifique que los desplazamientos estimados contra los criterios máximos de deformación

El criterio tolerable de deformación adoptado depende del proyecto, el cual debe considerar no sólo la magnitud de la deformación sino también la extensión del área detrás del muro que puede ser afectada por estos movimientos. Como una primera estimación, las deflexiones horizontales mayores a  $0.005H$  durante construcción deben ser una causa de preocupación. Cuando sean probables deformaciones excesivas, se pueden considerar algunas modificaciones en el diseño original como son: usar muros inclinados, instalar Nails más largos en la parte superior del muro, usar factores de seguridad más altos o usar anclajes.

#### **EJEMPLO: PASO 4**

Para un muro de Soil Nail vertical con Limos detrás del muro, las máximas deflexiones horizontales y verticales permanentes en la parte superior del muro que se esperan según la Tabla son:

$$\delta_h = \delta_v = \frac{H}{333} = \frac{10 * 1000}{333} = 30.03\text{mm}$$

La zona de influencia,  $D_{DEF}$ , donde ocurren las deformaciones notables en el terreno es:

$$D_{DEF} = C(1 - \tan \alpha) * H = 0.7 * (1 - \tan 0^\circ) * 10 = 7\text{m}$$

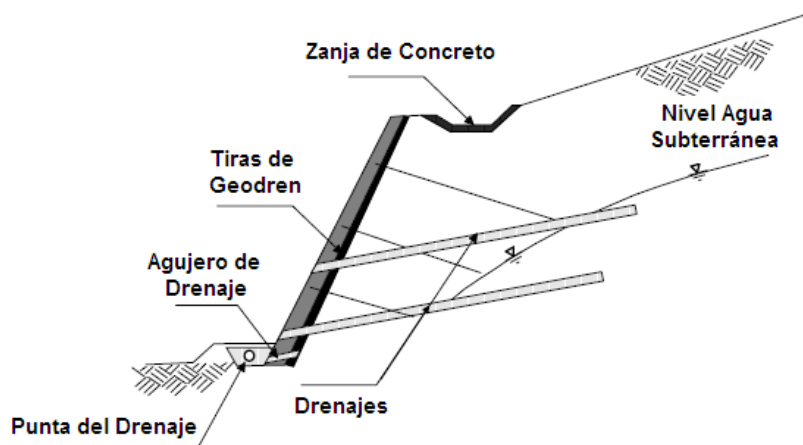
Verifique la deflexión máxima:

$$\delta_{max} = 0.005H = 50\text{mm} > 30.03\text{mm} \text{ OK}$$

#### **4.5.5 Paso 5: Diseñar otros elementos: drenajes y subdrenajes**

Las aguas subterráneas y superficiales se deben controlar durante y después de la construcción del muro. Se ha demostrado que los muros de Soil Nail se desempeñan mejor cuando se instalan sistemas efectivos de drenaje para controlar los niveles de agua detrás de este.

- ✓ Drenaje: Un sistema de control normalmente usado en muros de Soil Nail es el canal o zanja, el cual es excavado a lo largo de la cresta y revestido con concreto (Figura 4.30)



**Figura 4.30 Drenajes del Soil Nail**

✓ Subdrenaje: Se pueden utilizar:

**Geocompuestos planares:** Son tiras de material sintético aproximadamente de 300 a 400 mm de Ancho. Están colocados en tiras verticales en sentido contrario a la cara de excavación a lo largo de toda la profundidad del muro (Figura 4.30). Para caras de excavación muy irregulares, la colocación de tiras prefabricadas de drenaje en sentido contrario a la cara excavada son difíciles y a menudo imprácticas.

**Drenaje superficial (Agujeros de Drenaje):** Tienen típicamente de 300 a 400mm de largo y de 50 a 100 mm de diámetro, tubería de PVC para descargar a través de la fachada y ubicado en donde se localiza infiltración. Los agujeros de drenaje son también usados como el punto de terminación de las tiras verticales de drenaje para permitir que el agua recolectada pase a través de la pared.

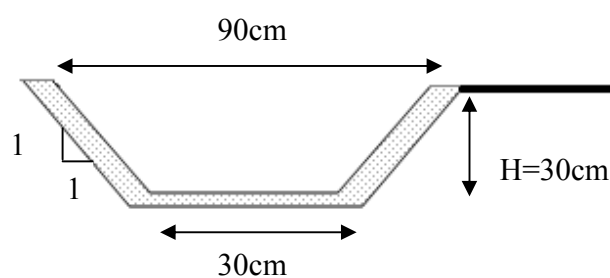
**Tubería de Drenaje:** Se puede instalar tubería de drenaje horizontal o ligeramente inclinada donde sea necesario el control de las presiones de

agua subterránea. La tubería de drenaje típicamente tienen un diámetro de 50mm, tubería de PVC en la que se hizo una ranura o tubos agujereados, inclinados hacia arriba a 5 a 10 grados respecto a la horizontal. Las tuberías de drenaje son generalmente más largas que la longitud de los Nails y sirven para prevenir que las aguas subterráneas estén en contacto con los Nails o la masa del muro de Soil Nail, como se muestra en la figura 4.30. Las longitudes de los drenajes dependen de la aplicación.

Para proporcionar drenaje de aguas superficiales o aguas subterráneas cerca de la fachada, se pueden instalar tuberías de drenaje con longitudes que varían de 0.3 a 0.5 m y en algunos casos, hasta 1 m. Se instalan en una densidad aproximadamente de un drenaje por cada 10 metros cuadrados de fachada.

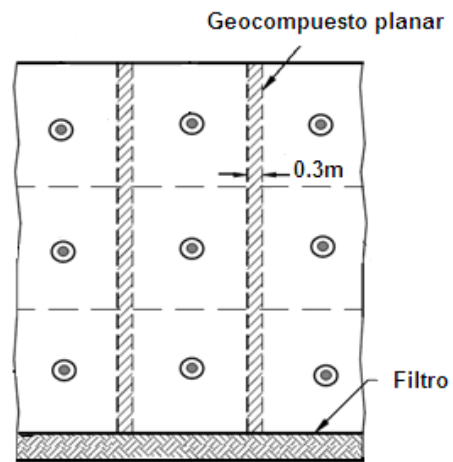
#### **EJEMPLO: PASO 5**

- Drenaje: Se recomienda utilizar una zanja de concreto en la cresta del Muro con las siguientes dimensiones típicas (Figura 4.31):



**Figura 4.31 Drenaje del Soil Nail recomendado para el ejemplo**

- Subdrenaje: En el ejemplo se van a utilizar Geocompuestos planares verticales ubicados entre los Nails (Figura 4.32).



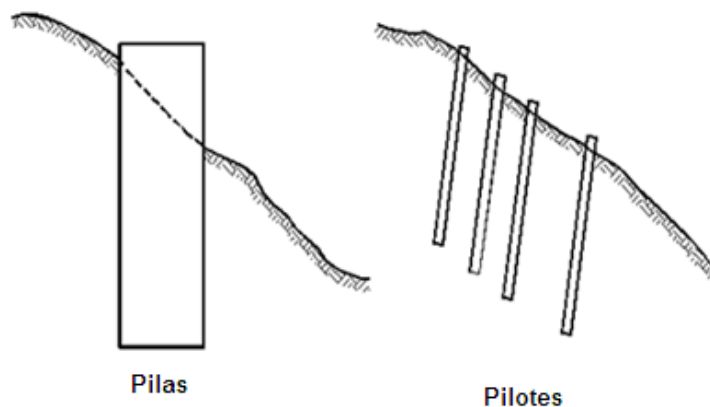
**Figura 4.32: Subdrenaje del Muro recomendado para el ejemplo.**

## CAPITULO 5. MANUAL PARA EL DISEÑO DE LA ESTABILIZACIÓN DE UN MURO UTILIZANDO PILAS O PILOTES

### 5.1 INTRODUCCIÓN

Las fundaciones compuestas por un pilote aislado o un grupo de pilotes son usadas extensivamente en suelos blandos donde las fundaciones superficiales no son adecuadas debido a que no pueden proveer la capacidad requerida, o a que pueden experimentar grandes asentamientos. Estos pilotes deben diseñarse para soportar cargas laterales debidas a sismos, viento, choques de vehículos y vibraciones de grandes máquinas, por mencionar ejemplos de posibles excitaciones de esta naturaleza.

Las pilas o pilotes actúan de forma pasiva y se requieren movimientos horizontales sobre ellos para que actúen las fuerzas de contención. La resistencia o capacidad de un pilote y su efecto de factor de seguridad depende de la profundidad a la cual se encuentra hincado el pilote por debajo de las superficies de falla (Figura 5.1).



**Figura 5.1 Pilas y Pilotes**

## **5.2 TIPOS DE PILOTES SEGÚN SU FUNCIÓN**

El grado de distribución del suelo depende de la rigidez del suelo, de la rigidez del pilote y de la restricción en los extremos del pilote, los pilotes cargados lateralmente se clasifican en dos tipos principales: Pilotes cortos o rígidos y pilotes largos o elásticos.

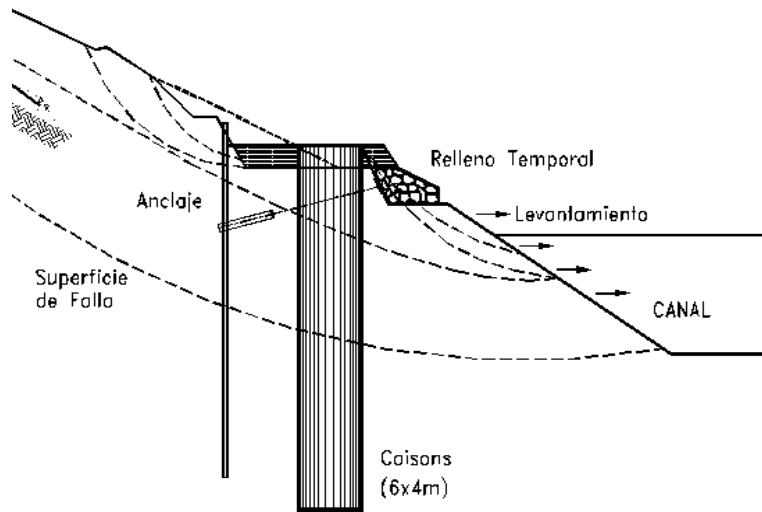
## **5.3 TIPOS DE PILAS**

### ***5.3.1 Pilas de cortante***

Las pilas de cortante son estructuras circulares verticales de concreto que pasan a través de la superficie de falla y se entierran en suelo o roca firme. El anclaje en dicho suelo firme genera una resistencia lateral permitiendo a la pila hacer una fuerza que se opone al movimiento del deslizamiento.

### ***5.3.2 Muros de pilas de gran diámetro***

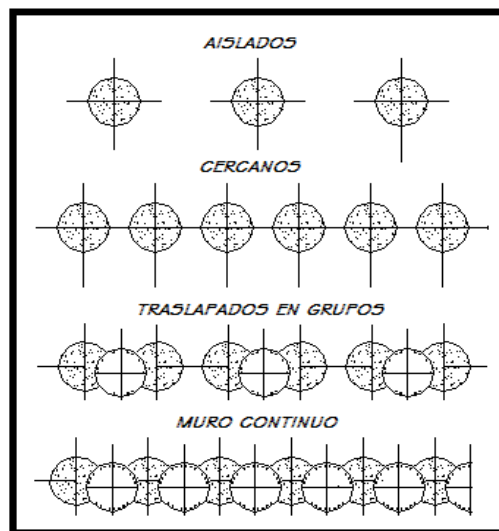
La construcción de pilas de gran diámetro para la estabilización de deslizamientos fue descrita por Pachakis y otros (1997) para la estabilización de un talud en Grecia (Figura 5. 2). El sistema consiste en la construcción de filas de pilas fundidas en sitio de más de un metro de diámetro a un espaciamiento similar a su diámetro. Las pilas se excavan en el suelo o roca y se unen entre sí por medio de vigas formando una estructura reticular.



**Figura 5.2 pilas de gran diámetro**

### **5.3.3 Muros en cofres celulares**

Los cofres celulares consisten en muros de tablestaca que conforman cilindros de gran diámetro, los cuales se rellenan de suelo (Figura 5.3). La tablestaca actúa como contención del suelo y la estructura obtiene su resistencia del sistema combinado muro-suelo, el cual forma una gran estructura de gravedad.



**Figura 5.3 Sistema de grupos de pilas para**

## **5.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LAS PILAS Y PILOTES**

Algunas de las ventajas de las pilas y pilotes son:

- No se requiere cortar el talud antes de construirlo.
- Se utilizan sistemas convencionales de construcción.
- Pueden construirse en sitios de difícil acceso.
- Varias pilas pueden ser construidos simultáneamente.
- Se pueden construir rápidamente.
- Hay disponibilidad de equipos para escoger.

Como desventajas se pueden identificar las siguientes:

- Se requieren profundizar muy por debajo del pié de la excavación.
- Su costo generalmente es elevado.
- La excavación puede requerir control del nivel freático.
- Debe tenerse especial cuidado en las excavaciones para evitar accidentes.
- Se puede requerir un número grande de pilotes para estabilizar un deslizamiento.

## **5.5 CARGAS QUE ACTÚAN EN UNA PILA O PILOTE**

Las cargas que actúan sobre un pilote son las cargas verticales que hacen referencia a las cargas aplicadas de forma axial sobre el pilote y las cargas horizontales derivadas de los empujes de viento, efectos sísmicos, presencia de sobrecargas próximas y estrato deformable que empuja a los pilotes. Para el procedimiento de diseño de los pilotes utilizados para la estabilización de un talud, se hacen despreciables las cargas verticales, diseñando para carga a cortante y no para capacidad de soporte.

## 5.6 PASOS PARA EL DISEÑO

El procedimiento de diseño de la estabilización de un deslizamiento utilizando pilas se presenta en la tabla 5.1.

**Tabla 5.1 Pasos para el diseño de la estabilización de un talud usando pilas y pilotes**

<b>Paso 1</b>	Determinar la viabilidad del uso de pilas o pilotes
<b>Paso 2</b>	Obtener la información geotécnica del deslizamiento o el talud
<b>Paso 3</b>	Evaluar el factor de seguridad del talud existente
<b>Paso 4</b>	Determinar las características de los pilotes - Tipo de pilote - Sección de los pilotes - Profundidad de penetración - Longitud total de los pilotes - Espaciamiento - Localización de los pilotes en el talud - Efecto de grupo
<b>Paso 5</b>	Determinar la capacidad del pilote por carga lateral (Método de Broms)
<b>Paso 6</b>	Calcular el refuerzo de los pilotes
<b>Paso 7</b>	Realizar el análisis de estabilidad general del talud con los pilotes

## **5.7 DISEÑO**

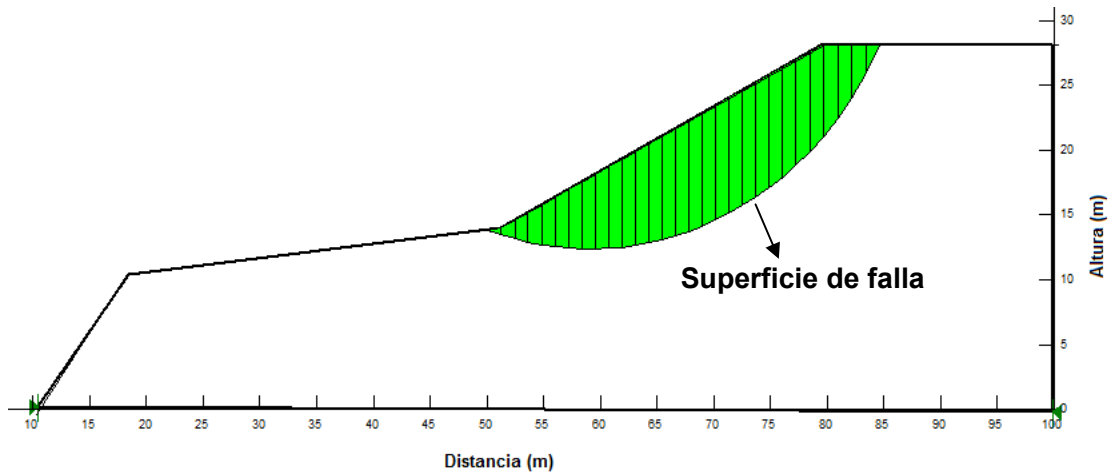
A continuación se presenta el procedimiento de diseño mediante un ejemplo que será desarrollado al final de cada paso.

### **5.7.1 Paso 1: Determinar la viabilidad del uso de pilas o pilotes**

Establecer las necesidades del proyecto, incluyendo la geometría, las condiciones temporales, permanentes y sísmicas de carga, los criterios de rendimiento teniendo en cuenta las limitaciones de construcción como son: Restricción de espacios que puede incluir limitación en las filas, disponibilidad de un sitio de almacenamiento para materiales de construcción, límites de acceso para equipos de construcción y restricciones en la interrupción del tráfico, interferencias encima del terreno con servicios públicos y estructuras cercanas, desempeño del trabajo en laderas inestables, preocupación ambiental como la vibración, el transporte de materiales en el sitio, la protección de fauna y flora y los daños realizados al paisaje por la creación de vías de acceso o excavaciones y disposición de roca o suelo que son excavadas como parte del método de estabilización del talud. Costo del proyecto.

#### **EJEMPLO: PASO 1**

El problema comprende la estabilización de un talud que presenta problemas de deslizamiento mediante la construcción de pilotes fabricados in situ, el talud a estabilizar se presenta en la figura 5.4.



**Figura 5.4 Talud que se va a estabilizar para el ejemplo**

Según las condiciones del proyecto se determina que los pilotes son la mejor solución para estabilizar el talud y además que no se identificaron limitaciones que impidieran el uso de este tipo de estructuras.

### **5.7.2 Paso 2: Obtener la información geotécnica del deslizamiento o el talud.**

Las condiciones existentes del talud deben ser evaluadas mediante la información disponible o mediante la exploración del subsuelo. Las características que se deben conocer para el diseño son:

- **Relieve:** Es usado para desarrollar el análisis de la sección transversal en el análisis de estabilidad del talud. En caso de que no se encuentren disponibles mapas topográficos recientes o si la topografía del sitio ha sido modificada, en fundamental reunir por otros medios la información exacta de la geometría.
- **Extensión lateral del deslizamiento de tierra o área potencial de deslizamiento:** Se necesita identificar las superficies potenciales de

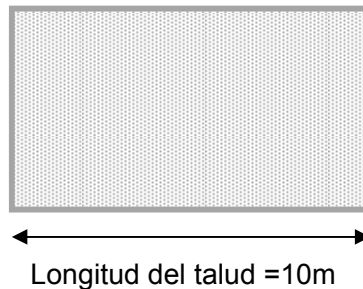
deslizamiento con menores factores de seguridad, esta información puede ser obtenida mediante observaciones en el sitio o revisiones de fotografías aéreas (si son disponibles). Esta sección transversal es usada para realizar el análisis del diseño del talud.

- Perfil del sub-suelo y condiciones de agua subterránea: El perfil del sub-suelo en la sección transversal crítica es desarrollado en base a información de perforaciones anteriores o adelantadas como parte del proyecto. Específicamente, para la estabilización de taludes con pilotes las perforaciones deben ser realizadas en materiales competentes debajo de la superficie potencial de deslizamiento que servirán como zona de resistencia para el. Las condiciones de aguas subterráneas dentro del talud son usadas para modelar la presión de poros dentro de este, se conoce que la causa de movimientos en el talud esta normalmente relacionado con eventos de largas precipitaciones donde la presión de poros y el nivel de agua subterránea se incrementan en la masa del talud.
- Parámetros de análisis de suelos y rocas: Los cuales se requieren para el análisis de estabilidad del talud y la evaluación de la capacidad estructural de los micropilotes. Estos parámetros deben incluir peso unitario y resistencia al cortante y cohesión.
- Superficie crítica de deslizamiento: Su ubicación puede ser obtenida de varias fuentes durante la revisión inicial de datos. En algunos casos, especialmente si el talud tuvo movimientos previos, los datos del inclinómetro pueden ser usados, como también el registro de perforaciones y la información de la estratigrafía.

- Sismicidad: Se debe determinar los coeficientes de aceleración sísmica del lugar donde se vaya a construir el muro con el fin de realizar el análisis sísmico del talud.

## **EJEMPLO: PASO 2**

- Relieve: El relieve del talud que se va a estabilizar se presenta en la figura 2.
- Extensión lateral: El ejemplo consiste en un talud de 10 metros de longitud (Figura 5.5).



**Figura 5.5 Longitud del talud**

- Perfil del suelo y niveles freáticos: El perfil del suelo se presenta en la figura 5.4, no se tiene en cuenta las condiciones de agua subterránea ya que el nivel de estas se encuentra muy por debajo del fondo de la excavación.
- Parámetros para el análisis: El talud está conformado por un solo tipo de suelo que presenta las siguientes características (Figura 5.6):

Arena limosa:

Peso unitario ( $\gamma$ )= 17.5kN/m<sup>3</sup>

Angulo de Fricción ( $\Phi$ )= 10°

Cohesión (C)= 15Kpa

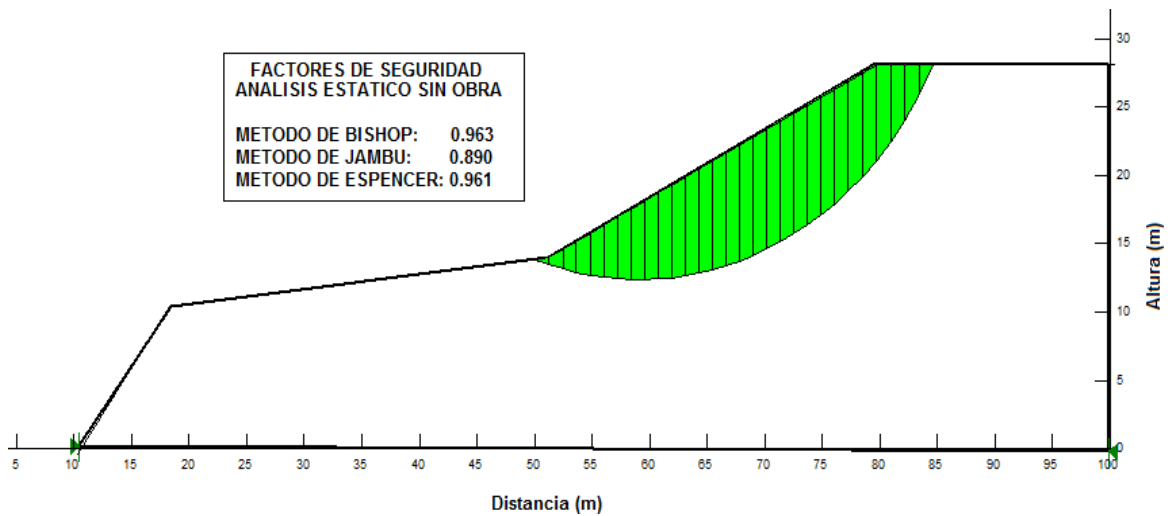
- Superficie de falla: Mediante el software SLOPE-W se realizó el análisis de estabilidad del talud existente y se encontró la superficie de falla con el factor de seguridad más bajo. (Figura 5.4).
- Sismicidad: Para la ciudad de Bucaramanga la CDMB especifica un coeficiente de aceleración sísmico horizontal  $k_h=0.15$ , el coeficiente de aceleración vertical  $k_v=0$ , porque Bucaramanga no es una zona epicentral.

### **5.7.3 PASO 3: Evaluar el factor de seguridad del talud existente**

Calcular el factor de seguridad utilizando un software de equilibrio límite. Realice un cálculo de estabilidad de taludes convencional sin pilotes y ajuste las condiciones en tal forma que el modelo sea lo más cercano posible a la realidad. Se diseña para el factor de seguridad mínimo.

#### **EJEMPLO: PASO 3**

Se realizó el respectivo análisis por medio del software SLOPE W y mediante este análisis se encontró el factor de seguridad del talud (Figura 5.6). El menor Factor de seguridad fue  $0.961 < 1$  (Factor de seguridad mínimo), lo cual significa que el talud existente es inestable.



**Figura 5.6 Factor de seguridad del talud existente sin obra**

#### **5.7.4 PASO 4: Determinar las características de los pilotes**

##### **5.7.4.1 Tipo de pilote**

En la construcción se pueden usar diferentes tipos de pilotes dependiendo del tipo de carga, condiciones del subsuelo y del nivel freático estos se dividen en: pilotes de acero, pilotes de madera y pilotes de concreto.

- Pilotes de concreto:

Como su nombre lo indica son pilotes fabricados en concreto que se pueden dividir en dos categorías: pilotes prefabricados y pilotes fundidos in situ.

Los pilotes prefabricados se construyen con refuerzo ordinario, son cuadrados u octagonales en su sección transversal.

Los Pilotes Hormigonados In Situ son un tipo de Pilotes ejecutados en obra, tal como su nombre lo indica, en el sitio, en el lugar.

#### **5.7.4.2 Sección de los pilotes**

- Pilotes Prefabricados su sección suele ser cuadrada y sus dimensiones normalmente son de 30 cm. x 30 cm. ó 45 cm. x 45 cm.
- Pilotes Hormigonados in situ: su sección suele ser circular o cuadradas y sus dimensiones varían de 30 a 60 cm. Para el caso de pilas el diámetro utilizado es mayor a 80 cm.

#### **5.7.4.3 Profundidad de penetración en material duro**

Los muros de pilas o pilotes suponen que el pilote se comporta como un poste rígido (empotrado en el suelo) y la profundidad de penetración está relacionada así:

$$\frac{L}{D} < 10$$

El principio de las pilas o pilotes es que se asegure suficiente penetración por debajo de la superficie de falla y dentro del suelo competente duro para resistir las fuerzas actuantes del deslizamiento. Los pilotes deben penetrar dentro del suelo estable una longitud tal que se obtenga la reacción necesaria para estabilizar el talud. La profundidad de penetración en el suelo duro es aproximadamente la mitad del espesor de la masa deslizada. Las pilas se recomienda colocarlas a una profundidad mínima de 10 metros bajo el nivel actual del terreno.

#### **5.7.4.4 Longitud total de los pilotes**

Se estima como el espesor de la masa deslizada más la profundidad de penetración del pilote. Realizando una estimación a partir del estudio geotécnico la longitud máxima es  $L_{\text{máx.}} = 40 \text{ m}$

#### 5.7.4.5 Espaciamiento

El espacio abierto entre pilotes debe ser como mínimo 3 veces el diámetro de los mismos en los ejes centrales. Un espaciado típico es de 2.5 metros (Figura 5.7).

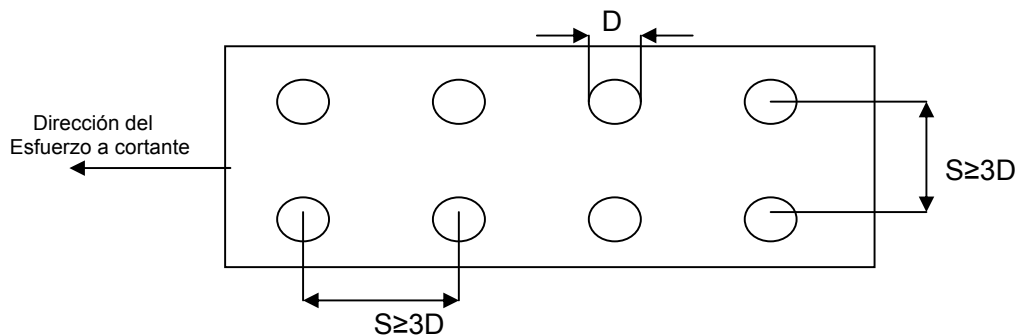


Figura 5.7 Espaciamiento recomendado entre pilotes

#### 5.7.4.6 Localización de los pilotes en el talud

Se recomienda que los pilotes se localicen lejos de la cresta y del pié de los deslizamientos (Yamagami y otros, 1992). Si se colocan cerca de la corona o del pié, las fuerzas sobre los pilotes son menores y por lo tanto el efecto estabilizante es menor.

Una forma empírica es colocar inicialmente los pilotes en el centro del deslizamiento. Jeong y otros (2003) consideran que el efecto es generalmente mayor cuando los pilotes se colocan un poco hacia arriba del centro del deslizamiento. El número de pilotes a utilizar depende de área a estabilizar y del diámetro del pilote, se puede colocar una sola hilera de pilotes siempre y cuando tenga un diámetro suficientemente grande.

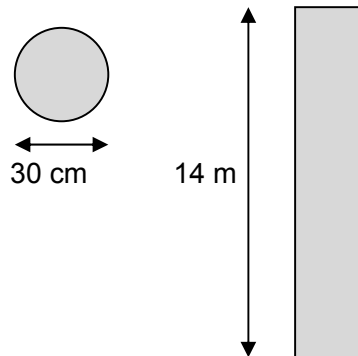
#### 5.7.4.7 Efecto de grupo

Entre menor sea el espaciamiento entre pilotes el efecto de grupo es mas significativo. (Nethero, 1982). Cuando los pilotes se encuentran muy cercanos el uno del otro ocurre un fenómeno de “arco”. El desarrollo del arco y la carga total sobre los pilotes dependen de la geometría del sistema y especialmente de la relación espaciamiento/diámetro de los pilotes. En pilotes a cortante no es tan importante el efecto de grupo como lo es para los que trabajan por capacidad de soporte. Para tener una referencia se puede tener en cuenta la siguiente relación:

$$\text{Si } \frac{S}{D} > 4, \text{ no se tiene en cuenta el efecto de grupo.}$$

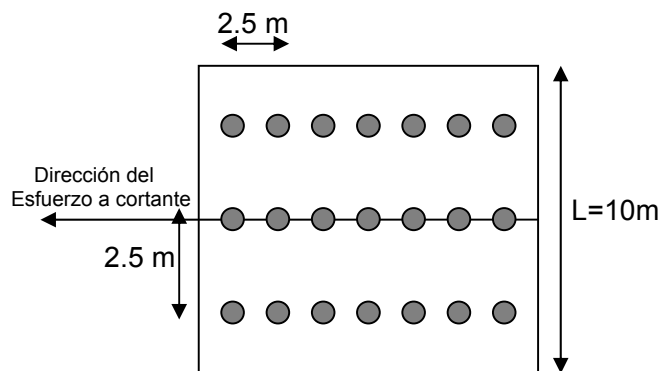
#### **EJEMPLO: PASO 4**

- Tipo de pilote: Se va a utilizar un pilote hormigonado in situ.
- Sección del pilote: Sección circular de 30 cm de diámetro.
- Profundidad de penetración: Para el ejemplo se tomará la situación más crítica de las condiciones mostradas anteriormente, según la figura 5.7 se observa que el espesor de la masa deslizada (desde la superficie de falla hasta la superficie del terreno) es aproximadamente 9 m. Con esta longitud se determina la profundidad de penetración del pilote, asumiéndola como la mitad del espesor de la masa deslizada es decir una longitud de penetración aproximada de 5 m.
- Longitud total del pilote: Se toma el espesor total de la masa deslizada más la profundidad de penetración, para obtener una longitud total de 14 m (Figura 5.8).



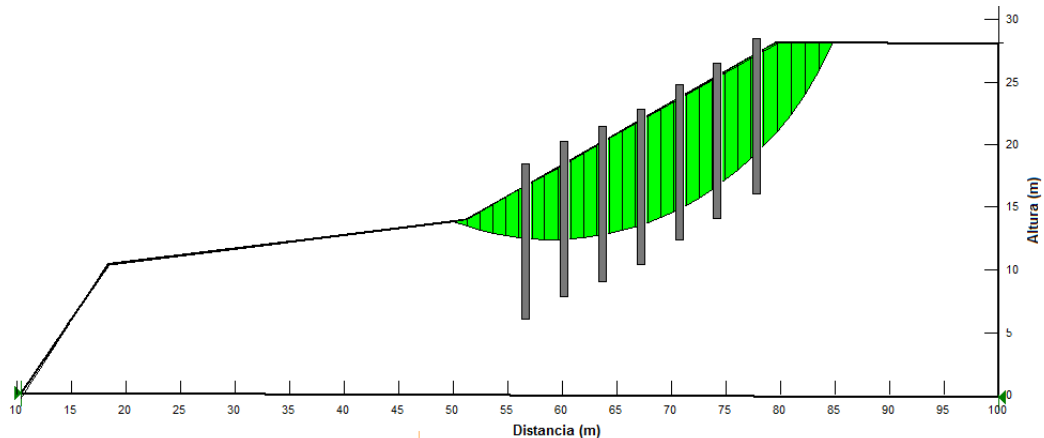
**Figura 5.8 Dimensiones de los pilotes del ejemplo**

- Espaciamiento entre pilotes: Para el ejemplo se toma un espaciamento de 2.5 m en las dos direcciones (Figura 5.9).



**Figura 5.9 Espaciamiento de los pilotes para el ejemplo (vista en planta)**

- Localización de los pilotes: La localización de los pilotes se hará de forma empírica a partir de la sección de la superficie de falla, teniendo en cuenta las recomendaciones para la localización. Con el espaciamento escogido, se obtiene un total de 7 hileras de pilotes en sentido transversal (Figura 5.10) y 3 hileras en sentido longitudinal (Figura 5.9).



**Figura 5.10 Localización en la sección transversal del talud**

- Efecto de grupo: Para el ejemplo no se tiene en cuenta el efecto de grupo ya que se trata de pilotes a cortante y además  $\frac{S}{D} > 4 \Rightarrow 8.33 > 4$ .

### 5.7.5 Paso 5: Determinar la capacidad del pilote por carga lateral

#### ***Carga última de un pilote (Método de Broms)<sup>16</sup>***

Los pilotes cargados lateralmente se clasifican en dos tipos principales: 1) pilotes cortos o rígidos y 2) pilotes largos o elásticos. Para determinar los momentos y desplazamientos de un pilote cargado lateralmente existen dos métodos: una solución elástica (Matlock y Reese, 1960) y un método de análisis por carga última (Método de Broms)

1. Determinar si el pilote es corto o es largo (Según Wincler).

Pilotes cortos:  $L \leq 3T$

Pilotes largos:  $L \geq 3T$

<sup>16</sup> BRAJA M. D. "Principio de ingeniería de cimentaciones" 1999. P6.29

Siendo T la longitud característica del sistema suelo-pilote:

$$T = 5 \sqrt{\frac{E_p + I_p}{nh}}$$

Donde:

$I_p$  = Es el momento de inercia de la sección del pilote.  $= \frac{\pi D^4}{64}$

$E_p$  = Es el modulo de elasticidad del materia del pilote

El rango de  $n_h$  para suelo granular se determina con la tabla 5.2

**Tabla 5.2 Valores representativos de  $n_h$**

SUELO	nh	
	lb/pulg <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
<b>Arena seca o húmeda</b>		
Suelta	6.5-8.0	1800-2200
Media	20-25	5500-7000
Densa	55-65	15,000-18,000
<b>Arena sumergida</b>		
Suelta	3.5-5.0	1000-1400
Media	12-18	3500-4500
Densa	32-45	9000-12,000

2. Revisar la falla por flexión:

$$M_y = S * F_y$$

Donde:

$M_y$  = Momento de fluencia para el pilote.

$S$  = Modulo de la sección del pilote

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del material del pilote.

El modulo de sección del pilote se calcula como:

$$S = \frac{I_p}{D/2}$$

3. Determinar la resistencia ultima horizontal del pilote:

Se debe calcular el momento de rotura, con el cual se entra en la figura 5.11 y se determina la resistencia ultima horizontal.

La figura 5.11 se usa para calcular resistencia lateral última de pilotes largos en arenas, si se trata de pilotes cortos y arcillas se pueden consultar las gráficas en el libro de BRAJA M. Das "Principio de Ingeniería de cimentaciones".

$$M_{rotura} = \frac{M_y}{D^4 \cdot \gamma \cdot K_p}$$

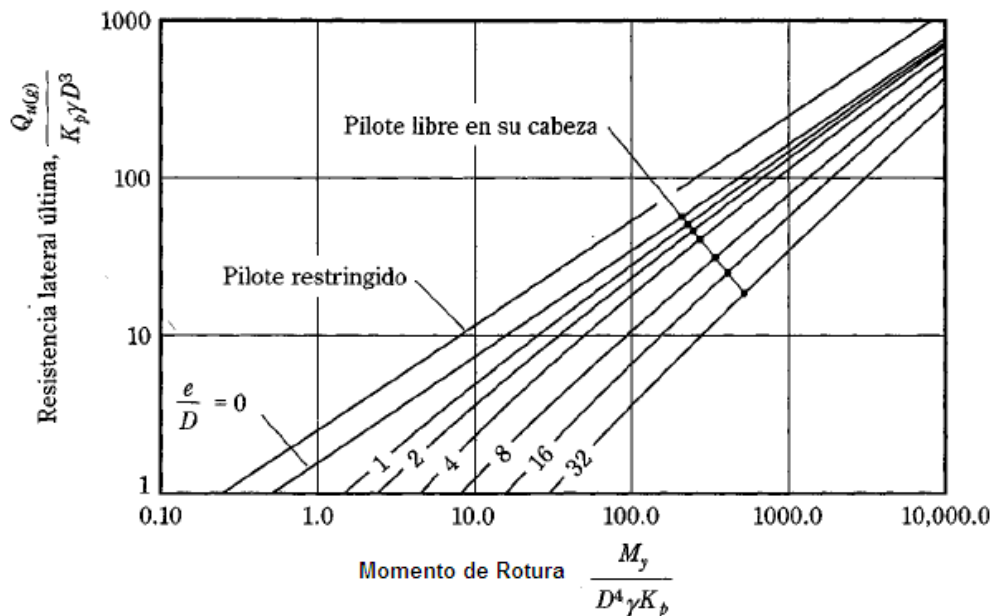
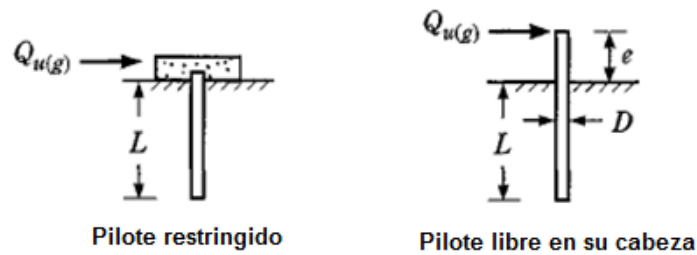


Figura 5.11 Resistencia lateral última de pilotes largos en arenas.

Para poder leer el valor de la resistencia última de debe determinar la relación  $e/D$ ,

Donde:

$e$  = Es la distancia libre desde la superficie del terreno hasta donde termina el pilote.



**Figura 5.12 Condiciones de la cabeza del pilote**

$$R_{\text{ultima}} = \frac{Q_{u(g)}}{K_p * \gamma * D^3}$$

Donde:

$K_p$  = Coeficiente presión pasiva de Rankine =  $\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \rightarrow \Phi$  (ángulo de fricción del suelo)

$D$  = Diámetro de la sección del pilote.

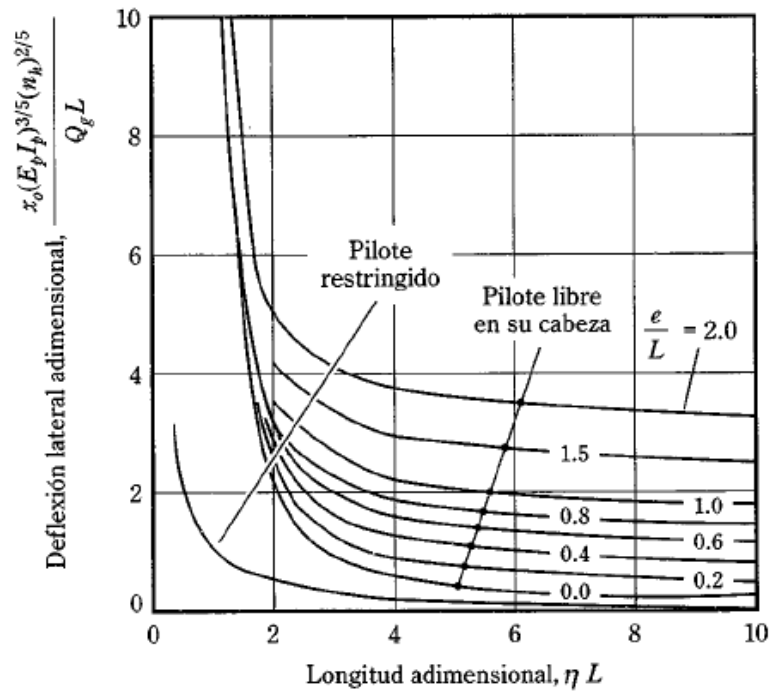
De la formula anterior se halla  $Q_u$  (carga ultima lateral)

4. Determinar la carga admisible en el pilote

La figura 5.13 se usa para estimar la deflexión de la cabeza del pilote en arenas, si se trata de pilotes cortos y arcillas se pueden consultar las gráficas en el libro de BRAJA M. Das "Principio de Ingeniería de cimentaciones".

$$\text{Deflexion Lateral} = \frac{x_0(E_p * I_p)^{3/5} * (\eta_h)^{2/5}}{Q_g * L}$$

De la formula anterior se halla  $Q_g$  (carga admisible lateral)



**Figura 5.13 Deflexión de la cabeza del pilotes largos en arenas**

Siendo  $x_0$  el desplazamiento admisible en la parte superior del pilote.

Para entrar en la tabla se debe determinar la expresión  $n * L$ ; donde  $L$  es la longitud total del pilote y el valor de  $n$  se expresa como:

$$n = 5 \sqrt{\frac{\eta_h}{E_p * I_p}}$$

El rango de  $\eta_h$  para suelo granular se determina con la tabla 5.2

5. Determinar el factor de seguridad :

Donde FS es el factor de seguridad contra la falla. Por lo general, el factor de seguridad global es del orden de 2.5 a 3.

### EJEMPLO: PASO 5

- Determinar si el pilote es corto o es largo (Según Winkler).

Momento de inercia:

$$I_p = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi * 0.30^4}{64} = 3.97 \times 10^{-4} m$$

Modulo de elasticidad del material del pilote:

Se escogió un valor para el modulo de elasticidad del pilote igual a:

$$E_p = 207 \times 10^6 [kN/m^2]$$

Asumiendo para el ejemplo una arena seca o húmeda media se toma un valor de  $n_h = 6000 kN/m^3$  (Tabla 5.2). Entonces la longitud característica del sistema suelo-pilote es:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p * I_p}{n_h}} = \sqrt[5]{\frac{(207 \times 10^6) * 397 \times 10^{-4}}{6000}} = 1.68 m$$

Como  $L > 3T \rightarrow 14 > 5.06$ , se trata de un pilote largo.

- Revisar la falla por flexión:

Modulo de sección del pilote:

$$S = \frac{I_p}{D/2} = \frac{3.97 \times 10^{-4}}{0.30/2} = 2.64 \times 10^{-3} m^3$$

Momento de fluencia:

Se escoge un  $F_y = 420 \text{ Mpa}$

$$M_y = S * F_y \rightarrow M_y = 2.64 \times 10^{-3} * 420 \times 10^3 = 1108 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Resistencia ultima horizontal del pilote:

Coefficiente de presión pasiva:

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \rightarrow \phi = 10^\circ$$
$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{10}{2} \right) = 1.42$$

Remplazando:

$$\frac{M_y}{D^4 * \gamma * k_p} = \frac{1108}{0.30^4 * 17.5 * 1.42} = 5504$$

Según la figura 5.11 con este valor de momento de rotura y asumiendo un  $e/D = 0$  para pilotes de cabeza libre, se obtiene una resistencia ultima aproximadamente igual a 600.

$$Q_{u(g)} = 600 * K_p * D^3 * \gamma = 600 * \tan^2 \left( 45 + \frac{10}{2} \right) * (0.30)^3 * 17.5 = 402.65 \text{ kN}$$

- Carga admisible del pilote:

$$n = \sqrt[5]{\frac{n_h}{E_p * I_p}} = \sqrt[5]{\frac{6000}{207 \times 10^6 * 3.97 \times 10^{-4}}} = 0.6$$

De la figura 5.13, para  $n * L = 8.4$ , y  $e/L = 0$  (Pilote libre en su cabeza), se obtiene una deflexión lateral en la cabeza del pilote de 0.3.

Para un valor asumido de desplazamiento admisible en la parte superior del pilote de 8 cm se determina la carga admisible lateral  $Q_g$ .

$$Q_g = \frac{0.008(207 \times 10^6 * 3.97 \times 10^{-4})^{3/5} * (6000)^{2/5}}{0.3 * 14} = 54.95 \text{ kN}$$

Por consiguiente,  $Q_u = 402.65 \text{ kN} > Q_g = 54.95 \text{ kN}$

- Factor de seguridad:

$$FS = \frac{Q_u}{Q_g} = \frac{402.65}{54.95} = 7.3 > 2.5 \text{ OK}$$

#### **5.7.6 Paso 6: Calcular el refuerzo de los pilotes**

Puede ser con varillas convencionales de acero o con secciones H. Se debe indicar que en la mayoría de los casos es más eficiente el refuerzo con varillas que el refuerzo con secciones H.

A partir de la carga admisible se puede calcular el cortante sobre el pilote, con el cual se calcula el acero necesario por cortante y por flexión.

#### **EJEMPLO: PASO 6**

Carga por cortante sobre el pilote:

$$Q_{\text{pilote}} = Q_g = 54.95 \text{ kN}$$

Según el cortante aplicado en el pilote se determina el refuerzo por cortante y por flexión, los resultados obtenidos para el cortante aplicado son:

- Refuerzo por cortante (Acero para estribos):

Las cuantías mínimas, longitudinales y transversales para pilotes y pilas vaciados en sitio son las dadas en la NSR-98.

Según el refuerzo por cortante (refuerzo transversal) se va a colocar una espiral de diámetro 3/8 con una separación máxima de 25cm.

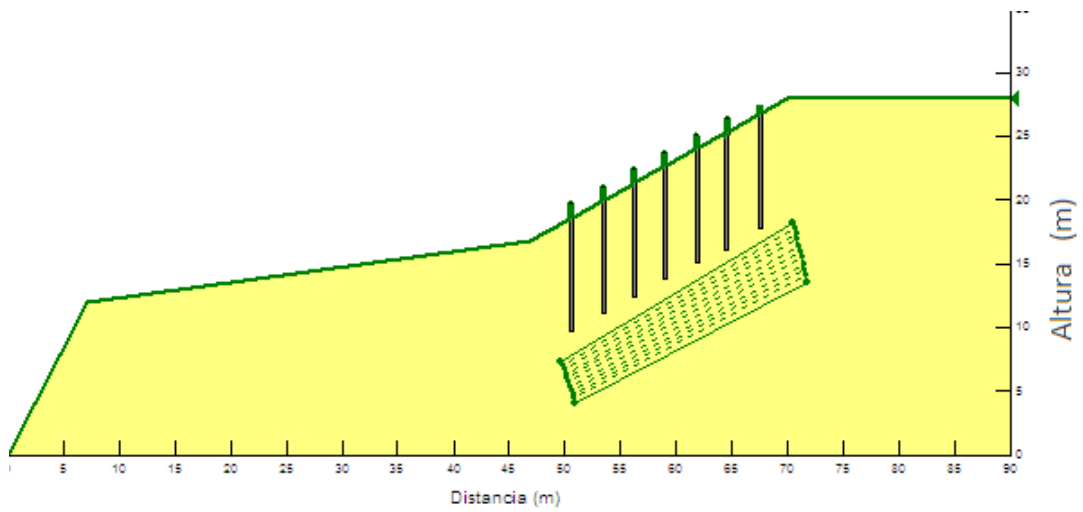
En el refuerzo por flexión (refuerzo longitudinal) se van a colocar 4 barras de diámetro 3/8 que corresponde al área mínima de acero de refuerzo longitudinal.

#### **5.7.7 Paso 7: Realizar el análisis de estabilidad general del talud con los pilotes**

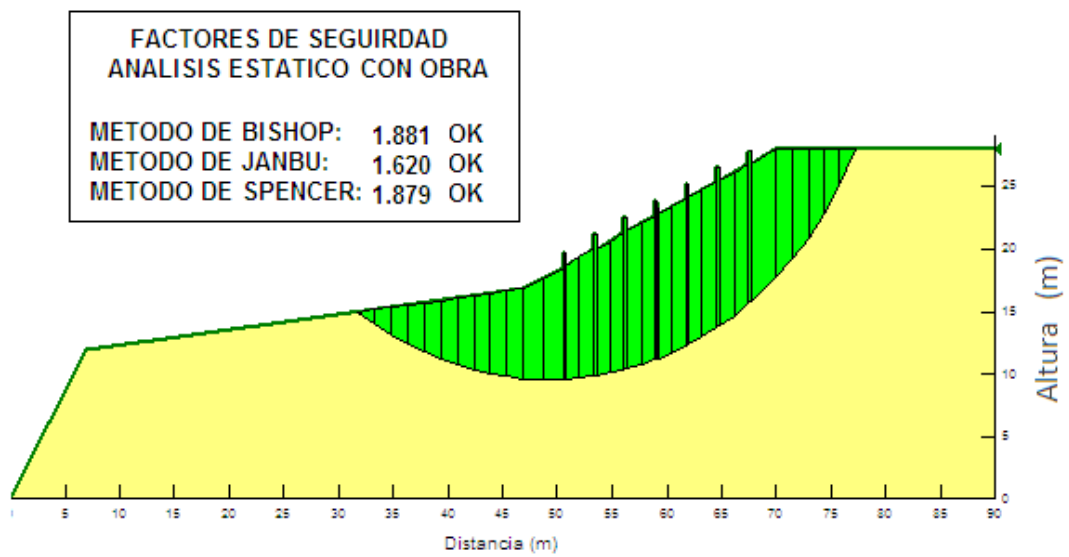
El suelo con los pilotes se modela mediante el software SLOPE-W teniendo en cuenta el cortante de trabajo de cada pilote asumiendo un factor de seguridad mayor a 1.2 para la condición estática y mayor a 1.1 para la condición sísmica.

#### **EJEMPLO: PASO 7**

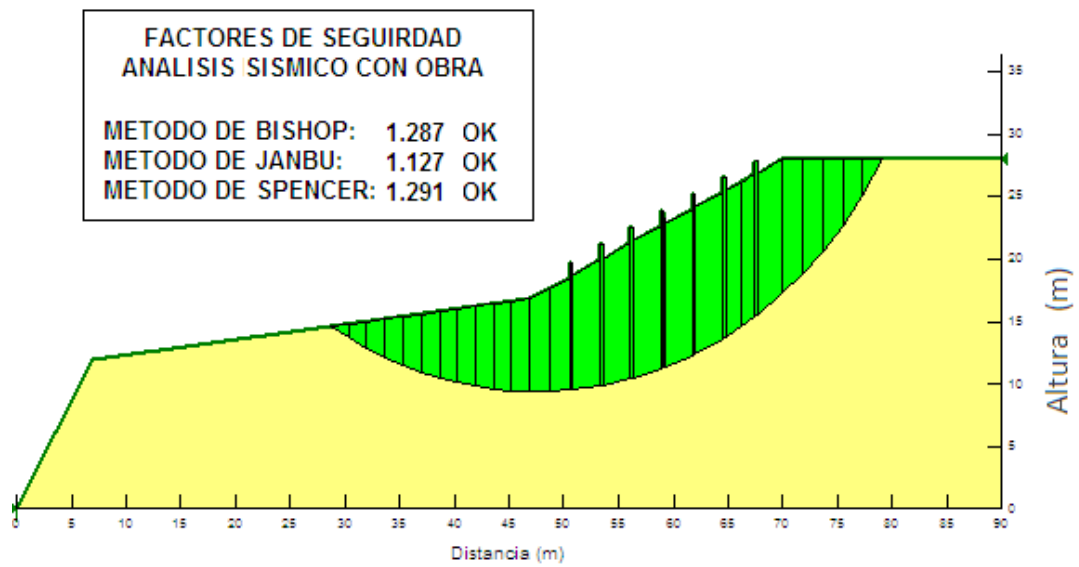
Con las dimensiones ya determinadas se introduce el modelo al programa SLOPE-W (Figura 5.14), una vez realizado el análisis se encontró que la estabilidad global cumple para las dos condiciones (Figuras 5.15 y 5.16).



**Figura 5.14 Modelo del talud con los pilotes**



**Figura 5.15 Análisis estático del talud con obra**



**Figura 5.16 Análisis sísmico del talud con obra**

## CONCLUSIONES

- ☑ El diseño de estructuras de contención requiere de un amplio conocimiento integral basado en los diferentes campos que comprende la ingeniería, la falta de conocimiento en alguno de estos campos puede ser un determinante en el fracaso del diseño.
- ☑ Para obtener el mejor diseño y estar seguros de que el método de estabilización escogido es el que mejor se ajusta a las condiciones del suelo, se debe realizar de manera detallada la parte de exploración que permita obtener toda la información necesaria para el diseño.
- ☑ Existen una gran variedad de técnicas de construcción, modelos matemáticos propuestos por diferentes autores, software en el mercado, por esta razón es indispensable definir que herramientas y que técnicas se van a usar teniendo en cuenta que sean las que mejor se ajusten a las condiciones el proyecto y a los datos disponibles.
- ☑ Este manual puede ser consultado para cualquier proyecto de estabilización de taludes que se vaya a realizar con estas estructuras de contención, siempre y cuando se adapten las técnicas recomendadas a las condiciones del proyecto.
- ☑ Para el diseño del tipo de estructuras planteado en este manual, es indispensable el manejo y la comprensión de los softwares usados, se debe tener la capacidad de interpretar los resultados y determinar si son coherentes o no.

- Se puede afirmar que la estructura diseñada en cada ejemplo, cumple con el objetivo que es estabilizar el talud aumentando el factor de seguridad tanto estático como sísmico a un valor permitido.
  
- Es mejor el uso de muros anclados que muros de gravedad en caso de que el talud sea muy alto, ya que las dimensiones de los muros de gravedad tiene deben ser muy grandes para que se pueda aumentar el factor de seguridad del talud.

## RECOMENDACIONES

- ☑ El método de diseño de las diferentes estructuras de contención que se usa en otros países varía en gran parte con las técnicas utilizadas en Colombia, se recomienda consultar las técnicas usadas en nuestro país antes del diseño.
- ☑ En el diseño de un muro de gravedad se debe tener en cuenta que si el muro tiene que ser muy grande para poder estabilizar el talud, es mejor no optar por este sistema y remplazarlo por otro tipo de estructura que garantice mayor estabilidad a un menor costo.
- ☑ Es indispensable conocer todas las características del talud para poder obtener una superficie de deslizamiento lo más aproximado a la realidad.
- ☑ En el caso de la estabilización de taludes usando un sistema de pilas o pilotes en un suelo muy blando, se recomienda que la separación entre ellos sea pequeña para evitar que el flujo del suelo pase por intermedio de ellos.

## BIBLIOGRAFÍA

SUÁREZ DIAZ JAIME, "Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales". Ediciones UIS Bucaramanga-Colombia.1998

BRAJA M. DAS, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones". California State University, Sacramento. Cuarta Edición.1999.

BADILLO E. JAUREZ, RODRIGUEZ A. RICO. Mecánica de suelos. Tomo 1. Editorial Limusa S.A.Mexico.2002.

GeoStudio. Tutorials. Includes student edition Lessons.First edition. Printed in Canada.2004.

VARGAS D. MANUEL. "Ingeniería de Fundaciones, Fundamentos e Introducción al Análisis Geotécnico"Editorai escuela Colombiana de Ingeniería. Primera Edicion.1996.

NSR-98. "Norma Sismorresistente, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Colombia. 1998. Titulo C.

GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR N°.7 "Soil Nail Walls". FHWA. IF-03-017

GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR N°. 4, "Ground Anchors and Anchored Systems". FHWA. IF-99-015.

ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN. [www.erosion.com.co](http://www.erosion.com.co)

Empresa fabricante de alambres, cables de acero y otros metales. "alambres para postensionamiento de concreto". [www.emcocables.com.co](http://www.emcocables.com.co),

Empresa fabricante de acero "guía de productos".[www.diaco.com.co](http://www.diaco.com.co),

CORPORACION AUTÓNOMA REGIONAL PARA LA DEFENSA DE LA DEFENSA D E LA MESETA DE BUCARAMANAGA. <http://www.cdmb.gov.co/>